

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE UM SOLO FINO

Bruno Camilo Fernandes Afonso de Freitas

Relatório Final de Projeto para obtenção do grau de Mestre em:

Engenharia da Construção

apresentado à:

Escola Superior de Tecnologia e Gestão

Instituto Politécnico de Bragança

Trabalho realizado sob orientação de:

Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula

Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César

dezembro de 18

CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE UM SOLO FINO

Bruno Camilo Fernandes Afonso de Freitas

Relatório Final de Projeto para obtenção do grau de Mestre em:

Engenharia da Construção

apresentado à:

Escola Superior de Tecnologia e Gestão

Instituto Politécnico de Bragança

Trabalho realizado sob orientação de:

Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula

Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César

dezembro de 18

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
AGRADECIMENTOS	XI
ÍNDICE DE TEXTO.....	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS	XXI
ÍNDICE DE QUADROS.....	XXIX
SIMBOLOGIA	XXXIII
SIMBOLOGIA E SISTEMA DE UNIDADES	XXXIX
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO 2 CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS	5
CAPÍTULO 3 ESTADOS DE TENSÃO	39
CAPÍTULO 4 PROGRAMA DE TRABALHOS	93
CAPÍTULO 5 ENSAIO EDOMÉTRICO.....	115
CAPÍTULO 6 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES	147
CAPÍTULO 7 RESUMO E CONCLUSÕES.....	165
BIBLIOGRAFIA.....	169

RESUMO

A tese que se apresenta, expõe o estudo de aplicabilidade do ensaio edométrico, nomeadamente com recurso à instrumentação de três edómetros, a uma areia siltosa, existente na cidade de Bragança, sendo que objetiva a aplicabilidade do ensaio aos solos de granulometria mais fina da região, com a ressalva de que a curva granulométrica destes se afasta de forma substancial das curvas granulométricas dos solos que por norma são alvo do ensaio edométrico.

Objetiva assim o estudo efetuado, a aplicabilidade do ensaio aos solos mais finos oriundos de uma região com predominância de maciço residual granítico.

Dado que o solo ensaiado apresenta características pertencentes aos dois tipos de solo mais comuns no âmbito da geotecnia, a presente tese, foca as características fundamentais destes dois grupos, dando especial enfoque aos solos finos.

Estando o processo de consolidação, associado à existência de estratos compressíveis no solo de fundação, que muitas vezes dão origem a assentamentos mais ou menos pronunciados, cuja velocidade e magnitude dependem dos parâmetros físicos e mecânicos do solo, e do valor da tensão que neles se induz, a presente tese, para além da determinação dos parâmetros referidos, enfoca, no domínio da mecânica clássica, um estudo acerca da indução de tensões, provenientes de diferentes tipos de fundações superficiais.

Em termos de resumo, o estudo efetuado apresenta ainda um exemplo, onde se estima o valor da magnitude de assentamento, em um maciço constituído por dois estratos compressíveis, materializados nos dois solos ensaiados, solicitados pelo valor da tensão induzida por duas sapatas de labo B , afastadas de B , e desenvolvimento infinito L , na consideração de estrato confinado, onde se poderá observar a delicadeza com que estes maciços deverão ser tratados, nomeadamente o baixo valor da tensão a que deverão ser solicitados, para que neles não ocorram assentamentos excessivos, sendo que dos resultados de laboratório obtidos, se permite aferir a aplicabilidade de ensaio aos solos que evidenciem plasticidade, nomeadamente os relativos à região envolvente.

Palavras-chave: Consolidação, argila, indução de tensão.

ABSTRACT

This thesis exposes the applicability study of the oedometer test, in particular, with the use of three instrumented oedometers, to an existing silty sand soil, from the city of Braganza, aiming the applicability of the test to the finest soils in the region, considering that the granulometric curve of these soils are substantially different from the granulometric curves of the soils that are usually tested.

According to this, the study aim the applicability of the test to the fine grain soils from a region with a predominance of granitic residual soils. Due to the tested soil characteristics belong to the two most common types of soil from geotechnics point of view, this study focuses the fundamental characteristics of these two groups of soils, with a special focus on fine grains soils.

Since the consolidation process, associated to the existence of compressible strata, which often give rise to more or less pronounced settlements, whose speed and magnitude depend on the physical and mechanical parameters of the soil, and the magnitude, of the induced stress, the present thesis, in addition to the determination of the referred parameters, focuses, in the field of classical mechanics, a study about the induced stress, coming from different types of surface foundations.

In resume terms, the present study also gives an example for the estimate value off the settlement magnitude, on two compressible strata, materialized in the two types of soil tested, with the induced stress from two foundations with B side length, distanced from B length, both foundations with infinite side length L , in confined stratum situation, evidencing the delicacy associated to the soil strata, namely the low induced stress value to which they should be requested to avoid major settlements. In addition to this, the results obtained from the laboratory, allows to say, that it's possible to apply the oedometer test to the soils from the surrounding region that evidence some plasticity.

Keywords: Consolidation, clay, induced stress.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula e Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César pela amizade, disponibilidade e fundamentais ensinamentos transmitidos.

A todos os Professores que pela sua dedicação e saber, me transmitiram o conhecimento necessário para uma redação crítica e consciente do trabalho que aqui se apresenta.

Em memória póstuma ao Professor Doutor José Adriando Pires e à atual direção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, na pessoa do seu atual diretor, Professor Doutor Nuno Ribeiro, pelo facultar dos preciosos meios que possibilitaram a redação da presente tese.

Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Geotecnia e Engenharia Mecânica da mesma instituição, pela preciosa ajuda na preparação e realização dos amostradores e ensaios efetuados.

Aos meus amigos e família, em particular à minha mãe, e ao meu avô, (in memoriam).

À memória do meu avô.

"A simplicidade é o último grau de sofisticação."

Leonardo da Vinci

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVO DO TRABALHO DESENVOLVIDO	2
1.3 ORGANIZAÇÃO E ESTRUTURA	3
CAPÍTULO 2 CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS.....	5
2.1 A ORIGEM DOS SOLOS.....	5
2.1.1 Breves notas sobre solos sedimentares	6
2.1.2 Breves notas sobre solos residuais	8
2.1.3 Diferenças entre maciços sedimentares e residuais	9
2.2 SOLOS FINOS.....	10
2.2.1 Atividade das argilas	13
2.3 PARÂMETROS BASILARES DO SOLO	14
2.3.1 Índices físicos	15
2.3.2 Granulometria.....	16
2.3.3 Limites de consistência, ou limites de Atterberg	18
2.3.4 Índice de vazios	21
2.4 CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA DE SOLOS	23
2.4.1 Classificação dos solos A e B segundo sistema unificado	32
2.5 BREVES NOTAS SOBRE ASSENTAMENTOS	35
2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	36
CAPÍTULO 3 ESTADOS DE TENSÃO.....	39
3.1 ESTADO DE TENSÃO NOS MACIÇOS TERROSOS	39
3.2 TENSÕES INDUZIDAS.....	46
3.2.1 Equações de equilíbrio de tensões.....	46
3.2.2 Equações de compatibilidade de deformação.....	47
3.2.3 Leis constitutivas, equilíbrio entre tensões e deformações.....	48
3.3 TENSÕES INDUZIDAS NO MACIÇO EM CONTEXTO LINEAR	51
3.4 SOLUÇÕES ELÁSTICAS E CONSIDERAÇÕES INICIAIS	52
3.4.1 Solução elástica simplificada para sapata retangular	53
3.4.2 Solução elástica simplificada não confinada.....	55
3.5 SOLUÇÕES DE BOUSSINESQ	56
3.5.1 Solução de Boussinesq para carga pontual.....	56

3.5.2	Solução de Westergaard ´s para carga pontual	60
3.5.3	Bolbo de tensões segundo Boussinesq.....	61
3.5.4	Carga de linha segundo Boussinesq	62
3.5.5	Pressão uniforme sobre sapata com lado L infinito	65
3.5.5.1	Pontos na vertical definida pelo eixo de simetria da fundação.....	70
3.5.5.2	Pontos situados no interior da sapata.....	70
3.5.5.3	Pontos situados no vértice da fundação	71
3.5.5.4	Pontos situados pra o exterior da fundação	71
3.5.6	Bolbo de tensões relativo a duas fundações	72
3.5.6.1	Ponto de máxima profundidade.....	73
3.5.6.2	Pontos interiores a ambas sapatas	73
3.5.6.3	Ponto no vértice interior de cada sapata	74
3.5.6.4	Pontos interiores a uma sapata.....	74
3.5.6.5	Vertical do eixo de uma sapata	75
3.5.6.6	Ponto exterior a duas sapatas.....	75
3.5.7	Considerações sobre bolbos de tensão	76
3.5.8	Solução elástica relativa ao eixo de sapata circular	79
3.5.9	Solução elástica relativa ao eixo de uma fundação quadrada... 81	
3.5.10	Solução elástica relativa ao vértice de fundação retangular..... 82	
3.6	SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS	85
3.6.1	Solução elástica relativa a um aterro.....	87
3.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	89

CAPÍTULO 4 PROGRAMA DE TRABALHOS 93

4.1	INTRODUÇÃO	93
4.2	PARÂMETROS DE CONSOLIDAÇÃO, INSTRUMENTAÇÃO E ENSAIOS AFINS.....	93
4.3	TRABALHO DE CAMPO E LABORATORIAL	98
4.3.1	Recolha das amostras indeformadas	100
4.3.2	Extração em laboratório dos provetes de solo	103
4.4	ENSAIOS NORMATIVOS.....	104
4.4.1	Peneiração e sedimentação.....	105
4.4.1.1	Ensaio de peneiração	105
4.4.1.2	Ensaio de sedimentação	106
4.4.2	Determinação dos teores de humidade.....	107
4.4.3	Determinação dos teores de humidade.....	107
4.4.4	Densidade das partículas de solo	108
4.4.5	Limites de consistência.....	109
4.4.5.1	Limite de liquidez	110
4.4.5.2	Limite de plasticidade.....	111

4.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
CAPÍTULO 5 ENSAIO EDMÉTRICO.....		115
5.1	INTRODUÇÃO	115
5.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE A MAGNITUDE DE ASSENTAMENTO	116
5.2.1	Equação relativa à magnitude de assentamento	120
5.3	CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO TEMPO DE CONSOLIDAÇÃO	121
5.4	TRABALHO REALIZADO	126
5.5	RESULTADOS DO ENSAIO EDMÉTRICO	128
5.5.1	Estimativa da velocidade de consolidação	128
5.5.2	Estimativa do valor de assentamento	134
5.5.3	Estimativa de assentamento segundo os parâmetros <i>av</i> e <i>mv</i>	140
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	144
CAPÍTULO 6 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES		147
6.1	INTRODUÇÃO	147
6.2	TEORIA DE BIOT	147
6.3	MECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS	148
6.4	CONSIDERAÇÕES DA MECÂNICA CLÁSSICA DE SOLOS	150
6.5	MECÂNICA DE SOLOS DO ESTADO CRÍTICOS.....	152
6.6	DOMÍNIO DE VALIDADE DA TEORIA CLÁSSICA	154
6.7	EXEMPLO PRÁTICO NO CONTEXTO CLÁSSICO	155
6.7.1	Assentamento estimado	158
6.7.2	Assentamentos estimados assumindo subdivisões	159
6.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	160
CAPÍTULO 7 RESUMO E CONCLUSÕES.....		165
7.1	RESUMO E CONCLUSÃO	165
7.2	PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO.....	166
BIBLIOGRAFIA.....		169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Assentamento uniforme de 4,5 metros do solo de fundação do palácio das belas artes, cidade do México, edificado em 1934. (www.pinterest.pt).	1
Figura 1.2 Instrumentação edométrica em LabView.	2
Figura 2.1 a) Arenito sedimentar; b) Argilito sedimentar; c) Argilito metamórfico.	5
Figura 2.2 Cimentação entre partículas de maciço de solo residual. (Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference).	8
Figura 2.3 a) Partículas de argila de caulinite; b) Partículas de argila de esmectite, grupo montmorilonite. (www.fei.com), (sciencedirect.com).	10
Figura 2.4 a) Partículas de argila de dictite; b) Cabelo humano e fibra de carbono, escala 10 micrómetros. (www.usgs.gov), (www.cienciatoday.com).	11
Figura 2.5 a) Cargas elétricas relativas às partículas de argila; b) Molécula de água, (dipolo). (Molecular Cell Biology).	13
Figura 2.6 Atividade do mineral de argila. Relação da fração de argila (<math><2 \mu m</math>) (%) com o índice de plasticidade I_p (%). (Fernandes, 2016).	14
Figura 2.7 Elemento trifásico de solo.	15
Figura 2.8 Curva granulométrica referente à areia siltosa, solo A.	16
Figura 2.9 Relação dos limites de consistência, contração, plasticidade e liquidez, com a respetiva variação de volume da amostra. (www.ebah.com.br).	19
Figura 2.10 Carta de plasticidade de Casagrande.	30
Figura 2.11 a) Recolha das amostras indeformadas; b) Medição da profundidade a que as amostras foram recolhidas.	32
Figura 2.12 Assentamento diferencial Δh , entre dois pilares constituintes de um pórtico.	35
Figura 3.1 Tensões principais em um elemento infinitesimal de solo, inserido em maciço de superfície horizontal.	40
Figura 3.2 a) e b) Representação do estado plano de tensão em um elemento infinitesimal de solo.	43

Figura 3.3 Facetas paralelas com iguais valores de tensão.	44
Figura 3.4 Orientação de uma faceta sem tensões de corte.	44
Figura 3.5 Círculo de Mohr.	45
Figura 3.6 Tensões normais principais e de corte num elemento infinitesimal de solo.	47
Figura 3.7 Coeficientes de compressibilidade volumétrica m_v ,: a) Sola A; b) Solo B.	48
Figura 3.8 Comportamento viscoso dos solos A e B relativo ao patamar 315 kPa.	48
Figura 3.9 Modelos reológicos: a) elástico linear; b) elástico não linear; c) Elástoplástico; d) elástico-perfeitamente plástico; e) elástico não linear-perfeitamente plástico; f) rígido-plástico. (Fernandes, 2016).	49
Figura 3.10 Diagrama carga-assentamento. (Fernandes, 2016).	50
Figura 3.11 Diagrama de tensões sob a fundação para diferentes configurações de rigidez, solo-fundação. (Bastos, 2016).	53
Figura 3.12 Geometria do método simplificado. (Murthy, 2003).	54
Figura 3.13 a) Referencial adotado; b) Representação dos parâmetros geométricos, r e z	57
Figura 3.14 Dissipação de tensões em horizontes espaçados de meio metro.	58
Figura 3.15 Dissipação da tensão induzida para diferentes verticais.	59
Figura 3.16 Valores da indução de tensão vertical, à esquerda segundo Westergaard e à direita segundo Boussinesq, para horizontes a diferentes profundidades.	61
Figura 3.17 Bolbo de tensões para a situação de carga pontual segundo a formulação de Boussinesq.	62
Figura 3.18 Nomenclaturas referentes à carga de linha. a) Nomenclatura plana; b) Nomenclatura de perspectiva.	63
Figura 3.19 Valores de tensão vertical ao longo de alinhamentos verticais para situação de carga de linha.	64
Figura 3.20 Exemplo ilustrativo das tensões induzidas obtidas por modelação numérica devido a um aterro com grande desenvolvimento em uma direção.	65

Figura 3.21 Geometria associada a um carregamento com um lado L , de desenvolvimento infinito.....	67
Figura 3.22 Domínios de validade estabelecidos relativos às relações angulares consideradas.....	69
Figura 3.23 Pontos abaixo do eixo da fundação.....	70
Figura 3.24 Pontos situados abaixo da fundação.....	70
Figura 3.25 Pontos abaixo do vértice da fundação.....	71
Figura 3.26 Pontos exteriores à fundação.....	71
Figura 3.27 Bolbo de tensões relativo a sapata com desenvolvimento infinito.....	72
Figura 3.28 Domínios de validade considerados para a situação de interação de tensões.....	72
Figura 3.29 Pontos na vertical relativos ao eixo de simetria das duas fundações.....	73
Figura 3.30 Esquema relativo aos pontos situados para o interior das fundações.....	73
Figura 3.31 Esquema relativo ao vértice interior de uma fundação.....	74
Figura 3.32 Esquema relativo a pontos interiores a uma sapata.....	74
Figura 3.33 Esquema relativo à vertical sob o eixo de uma sapata.....	75
Figura 3.34 Esquema relativo a pontos exteriores a ambas sapatas.....	75
Figura 3.35 Bolbo relativo à interação de duas fundações de grande desenvolvimento.....	76
Figura 3.36 Bolbos de tensão singular e de interação de tensões.....	77
Figura 3.37 Resultado gráfico do Ansys, para a situação de carga isolada.	78
Figura 3.38 Resultado gráfico do Ansys, para situação induzida por duas sapatas.....	78
Figura 3.39 Fundação circular de raio R	79
Figura 3.40 Bolbo de tensões relativo a fundação circular. (Poulos, et al., 1974).....	80
Figura 3.41 Isolinhas de tensão relativas a sapata quadrada. (Poulos, et al., 1974).....	81

Figura 3.42 Esquema geométrico relativo a uma fundação retangular. (Murthy, 2003).....	82
Figura 3.43 Parâmetro I_z , função dos parâmetros m e n . (Poulos, et al., 1974).	83
Figura 3.44 Divisão em 3 áreas retangulares de uma fundação em L.....	85
Figura 3.45 Situação de vértice não coincidente em fundação em L.....	86
Figura 3.46 Recurso de subdivisão da fundação em L, efetuado para aplicação do principio de sobreposição de efeitos, na situação de vértice não comum.	86
Figura 3.47 Ponto definido fora de uma fundação.....	87
Figura 3.48 Solução adotada para determinação do valor de acréscimo de tensão em um ponto exterior à fundação.....	87
Figura 3.49 Geometria relativa a um aterro de grande desenvolvimento... ..	88
Figura 3.50 Ábaco relativo ao fator de influência I , para situação de aterro,(Osterberg, 1957)	88
Figura 3.51 Aterro de suporte de via férrea.....	89
Figura 4.1 Célula de Rowe.	95
Figura 4.2 Ensaio CPTU: a) Computador de campo; b) Gráficos relativos a qc , qc , fs e u	96
Figura 4.3 Edômetros instrumentados do laboratório de geotecnia.	97
Figura 4.4 Interface gráfica do sistema de aquisição de dados.....	97
Figura 4.5 a) Projeto do molde de extração; b) amostrador; c) Base de extração do solo do amostrador.....	98
Figura 4.6 a) Provete relativo a uma amostra indeformada, solo A; b) Provete relativo a uma amostra remexida, solo B.	98
Figura 4.7 Provete de solo B em anel de confinamento.	99
Figura 4.8 a) Substituição de batente efetuada; b) Parafusos adotados; c) Novo curso do edômetro.....	100
Figura 4.9 a) Solo com elevada percentagem de cascalho; b) Local de extração das amostras de solo A.....	101
Figura 4.10 a) Posicionamento do amostrador e trave auxiliar ; b) Cravação com braço hidráulico.	101

Figura 4.11 a) Escavação do solo envolvente; b) Amostradores sem solo envolvente; c) amostras de solo na base de transporte.	102
Figura 4.12 a) Gamadensímetro; b) Medição a laser realizada.	102
Figura 4.13 a) Prensa manual; b) Anel metálico auxiliar de cravação dos anéis de confinamento das amostras.	104
Figura 4.14 a) Corpo de prova de ensaio; b) Corpo não admitido; c) Corpo não admitido.	104
Figura 4.15 a) Pesagem do material a peneirar; b) Vibração mecânica do solo.	105
Figura 4.16 a) Série de peneiros de ensaio; b) Fichas relativas aos resultados da análise granulométrica.	106
Figura 4.17 a) Enchimento da proveta graduada; b) Precipitação de finos e descida do densímetro; c) Anotação de tempos de descida do densímetro.	107
Figura 4.18 a) Extração do ar remanescente por ebulição; b) Preenchimento do picnómetro com água destilada.	108
Figura 4.19 a) Utensílios para determinação do limite de liquidez; b) Início do procedimento de determinação do limite de liquidez.	110
Figura 4.20 a) Concha de Casagrande com amostra de 100 gramas de solo; b) Sulco gerado pelo riscador no provete de solo; c) Anotação de resultados.	111
Figura 4.21 a) Operação de rolagem do solo; b) Filamentos cilíndricos de solo de aproximadamente 3 milímetros de diâmetro.	112
Figura 5.1 Comportamento não linear do solo, segundo o módulo de compressibilidade <i>av</i>	116
Figura 5.2 Analogia de Tersaghi relativa ao comportamento do solo fino saturado.	116
Figura 5.3 Andamento do ensaio edométrico referente a meio milhão de leituras respeitantes a 25 dias de ensaio a um provete de solo A.	117
Figura 5.4 Três fases de assentamento relativas a solos finos.	118
Figura 5.5 Curva edométrica relativa ao um ensaio de 25 dias a um provete de solo A.	119
Figura 5.6 Geometria e condições fronteira do estrato compressível.	123

Figura 5.7 Solução gráfica em termos adimensionais, da equação de Tersaghi para duas fronteiras drenantes. (Lowell, 2013).....	124
Figura 5.8 Laboratório de geotecnia: a) Edómetros instrumentados; b) Bancada de apoio ao ensaio.	126
Figura 5.9 – Método de Taylor, solo A, patamar de tensão de 315 <i>kPa</i>	131
Figura 5.10 – Método de Taylor, solo B, patamar de tensão de 315 <i>kPa</i> ...	131
Figura 5.11 Representação dos coeficientes de consolidação vertical <i>c_v</i> , (<i>m²/ano</i>), dos solos A e B.	132
Figura 5.12 Tempos relativos a 50 % e 90 % da consolidação primária para o solo A.....	133
Figura 5.13 Tempos relativos a 50 % e 90 % de consolidação primária referentes ao solo B.	134
Figura 5.14 Curvas edométricas relativas a 25 dias de ensaio das amostras do solo A.....	135
Figura 5.15 - Curvas edométricas relativas ao solo B.....	135
Figura 5.16 Assentamentos estimados, Δh (<i>cm</i>), para 1 metro de espessura de estrato, $h_0 = 1m$, em função da tensão induzida $\Delta\sigma'_v$, até ao patamar de 315 <i>kPa</i>	139
Figura 5.17 Representação do coeficiente de compressibilidade volumétrica <i>m_v</i> , para os solos A e B.	141
Figura 5.18 Magnitudes de assentamento, <i>S_c</i> (<i>cm</i>), segundo os parâmetros mecânicos <i>C_c</i> , <i>C_c</i> corrigido, e <i>a_v – m_v</i> para os solos A e B, para 1 metro de espessura de estrato.	142
Figura 5.19 Equações de aproximação ao comportamento mecânico no tempo dos solos A e B.	143
Figura 6.1 Climas tropicais, delimitados pela faixa geográfica definida pelos trópicos de Câncer e Capricórnio, de latitudes, 23,27° e -23,27°, respetivamente.	149
Figura 6.2 Solos onde hoje incide a mecânica de solos não saturados. a) Solo lateríticos, b) perfil de solo saprólito.....	149
Figura 6.3 Representação gráfica do critério de rotura de Rankine.	151
Figura 6.4 Linha de estado crítico.	153

Figura 6.5 Desenvolvimento de bolbo de tensões em estrato de solo A e solo B, relativo a duas fundações de lado B, distanciadas de B e desenvolvimento infinito. 156

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Superfície de diferentes minerais de argila e de areia, Lambe & Whitman, 1979.....	11
Quadro 2.2 Classificação dos minerais de argila segundo a sua atividade <i>At</i> , segundo Skempton, 1953.	14
Quadro 2.3 Grandezas básicas do solo. (Fernandes, 2016).....	15
Quadro 2.4 Equações relativas aos índices físicos do solo, (Ortigão, 2007).16	
Quadro 2.5 Escala granulométrica internacional em micrómetros, recomendada pela Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ISSMFE.	17
Quadro 2.6 Série de peneiros ASTM.	17
Quadro 2.7 Classificação do solo argiloso segundo a sua consistência. (Fernandes, 2016)	21
Quadro 2.8 Letras e designações utilizadas na classificação unificada ASTM D 2487-98	23
Quadro 2.9 Sistema Unificado de Classificação de Solos relativo a solos grossos.	25
Quadro 2.10 Sistema Unificado de Classificação de Solos relativo a solos finos.	27
Quadro 2.11 Passos a que se deverá observar na classificação de solos finos e grossos.....	30
Quadro 2.12 Nomenclatura, propriedades e tendências de comportamento do solo quando utilizado em aterro.....	31
Quadro 2.13 Constituição em percentagem ponderal dos inertes constituintes do solo A.	33
Quadro 2.14 Símbolo de grupo e propriedades dos solos A e B.	34
Quadro 2.15 Denominação dos solos A e B, segundo USCS.	34
Quadro 3.1 Valores do fator de influência I_s , para maciços semi-indefinidos. (Fernandes, 2016)	55
Quadro 3.2 Percentagem de tensão induzida segundo r e z , para diferentes horizontes.....	59

Quadro 3.3 Percentagem de tensão induzida segundo r e z, para diferentes verticais.	60
Quadro 3.4 Pontos relativos ao bolbo de tensões.	62
Quadro 3.5 Pontos relativos à carga de linha, relativos a diferentes verticais.	64
Quadro 3.6 Equações relativas ao eixo da fundação.	70
Quadro 3.7 Equações relativas a pontos situados abaixo da fundação.....	70
Quadro 3.8 Equações relativas ao vértice da fundação.....	71
Quadro 3.9 Equações relativas a pontos exteriores da fundação.	71
Quadro 3.10 Equações relativas ao eixo de simetria das duas fundações. .	73
Quadro 3.11 Equações relativas a pontos interiores a ambas fundações. ..	73
Quadro 3.12 Equações relativas aos vértices interiores das sapatas.	74
Quadro 3.13 Equações relativas aos pontos interiores a uma sapata.	74
Quadro 3.14 Equações relativas à vertical definida pelo eixo de uma sapata.	75
Quadro 3.15 Equações relativas a pontos exteriores a ambas sapatas.	75
Quadro 3.16 Valores pré calculados do parâmetro I_z , para diferentes valores de n e m.....	84
Quadro 4.1 Índices físicos dos solos, relativos ao início do ensaio edométrico.	99
Quadro 4.2 Medições efetuadas em campo segundo o gamadensímetro...103	
Quadro 4.3 Pesos específicos γ , relativos aos provetes ensaiados, em (kNm^3)	107
Quadro 4.4 Teores de humidade w (%), dos provetes de solo A e B.	108
Quadro 4.5 Densidade das partículas sólidas dos solos A e B.....	109
Quadro 4.6 Limites de Atterberg, LP e LL , e parâmetros relativos à plasticidade do solo.	112
Quadro 5.1 Tensões aplicadas nos ensaios edométricos.....	127
Quadro 5.2 Comportamento dos solos A e B nos primeiros 20 segundos de ensaio.	129

Quadro 5.3 Registo de 40 segundos do edómetro 1, para o solo A, e tensão de 315 kPa.	130
Quadro 5.4 Registo de 60 segundos do edómetro 1, para o solo B, e tensão de 315 kPa.	130
Quadro 5.5 Valores do coeficiente de consolidação c_v , (m^2/ano), dos provetes ensaiados.	132
Quadro 5.6 Valores corrigidos segundo Schmertmann, do índice de compressibilidade C_c	136
Quadro 5.7 Valores médios dos índice de vazios iniciais considerados e_0 , relativos ao início do tramo de recompressão da curva edométrica.....	138
Quadro 5.8 Assentamentos estimados s_c , Schmertmann (cm), para os solos A e B, em função da espessura do estrato compressível, h_0 (m), e do valor da tensão induzida $\Delta\sigma'v$, (kPa).	139
Quadro 5.9 Expressões relativas aos parâmetros av , e mv . (Fernandes, 2016)	140
Quadro 5.10 Assentamentos estimados para 1 metro de espessura de estrato compressível, para os solos A e B, segundo os parâmetros C_c , C_c corrigido e $av - mv$	141
Quadro 6.1 Valores dos índices de vazios considerados.	157
Quadro 6.2 Valores dos índices de compressibilidade C_c , considerados.	158
Quadro 6.3 Valores de cálculo dos assentamentos no centro de cada subcamada, estrato A.....	159
Quadro 6.4 Valores de cálculo dos assentamentos no centro de cada subcamada, estrato B.....	159
Quadro 6.5 Resumo dos assentamentos estimados.	160

SIMBOLOGIA

A_t	atividade de um mineral de argila
a_v	coeficiente de compressibilidade
B	largura de área carregada à superfície
C_c	índice de compressibilidade
C_c	coeficiente de curvatura
C_r	índice de recompressibilidade
C_s	índice de expansibilidade
C_U	coeficiente de uniformidade
c	coesão
c'	coesão efetiva
c_h	coeficiente de consolidação radial ou horizontal
c_v	coeficiente de consolidação vertical
D	diâmetro da partícula
D_{10}	diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica
$D_{\%}$	dimensão correspondente à percentagem de material passado de uma curva granulométrica
d	espessura da camada, variação infinitesimal
$d_{\%}$	dimensão correspondente à % de material passado numa curva granulométrica
E	módulo de Young, módulo de deformabilidade
E_i	módulo de deformabilidade tangente inicial
E_{oed}	módulo edométrico, $E_{\varepsilon_h=0}$
E_u	módulo de deformabilidade não drenado
e	índice de vazios, índice de vazios natural
e_{cr}	índice de vazios crítico
$e_{máx}$	índice de vazios máximo de uma área
$e_{mín}$	índice de vazios mínimo de uma área
e_0	índice de vazios inicial
F	força aplicada a uma secção
F_m	força da mola no modelo análogo de Terzaghi
G_s	densidade das partículas sólidas
g	aceleração da gravidade
H	máximo percurso da água num estrato em consolidação
h	carga hidráulica
h	espessura inicial de uma camada ou amostra
h_0	

h_c	altura de ascensão capilar
$h_{c\ máx}$	altura de ascensão capilar máxima
$h_{c\ mín}$	altura de ascensão capilar mínima
h_s	fração de altura da amostra correspondente à fase sólida do solo
h_v	fração de altura da amostra correspondente aos vazios do solo
h_{v0}	fração da altura de amostra correspondente aos vazios iniciais do solo
h_w	altura piezométrica
I	impulsão
I_c	índice de consistência
I_D	índice de compactidade
I_L	índice de liquidez
I_P	índice de plasticidade
i	gradiente hidráulico
i_{cr}	gradiente hidráulico crítico
j	força de percolação
j_{cr}	força de percolação, quando o gradiente hidráulico é igual ao crítico
k_0	coeficiente de impulso de repouso
k_0	coeficiente de impulso de repouso num solo normalmente consolidado
k_0	coeficiente de impulso de repouso num solo sobreconsolidado
k	coeficiente de permeabilidade
k_e	coeficiente de permeabilidade equivalente
k_h	coeficiente de permeabilidade horizontal
k_h^e	coeficiente de permeabilidade equivalente de um maciço estratificado num escoamento na direção paralela aos estratos
k_v	coeficiente de permeabilidade na direção vertical
k_v^e	coeficiente de permeabilidade equivalente de um maciço estratificado num escoamento na direção normal aos estratos
L	dimensão longitudinal de uma área carregada
l	comprimento; afastamento em plantas de drenos verticais
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica
N	componente normal de uma força aplicada
N'	parcela da componente normal da força aplicada a uma secção que é transmitida através do esqueleto sólido
n	porosidade
OCR	grau de sobreconsolidação
OM	teor em matéria orgânica

P_d	peso do disco do modelo análogo de Terzaghi
P_0	peso do objeto no modelo análogo de Tersagui
p_a	pressão atmosférica
Q	caudal
Q_v	caudal na direção vertical
R	raio do cilindro de influencia de um dreno vertical
R_{oc}	grau de sobreconsolidação
r	raio de superfície cilíndrica; raio de tubo capilar
r_w	raio de dreno vertical
S	área ou superfície
S_0	superfície exterior das partículas por unidade de volume das mesmas
S_{ext}	superfície exterior de uma partícula
S_r	grau de saturação
S_t	sensibilidade de uma argila
SF	fator adimensional dependente da forma das partículas
s	assentamento
s_c	assentamento por consolidação
s_i	assentamento imediato
T	componente tangencial de uma força apicada a uma secção ; fator tempo num processo de consolidação generalizado
$T_{\%}$	fator tempo correspondente a um grau de consolidação médio na % indicada
T_r	fator tempo num processo de consolidação radial
t	variável temporal
$t_{\%}$	valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio tem a % indicada, exemplo, t_{90}
t_{fin}	valor de t no fim de um intervalo de tempo
t_{in}	valor de t no inicio de um intervalo de tempo
U	grau de consolidação pontual num processo de consolidação generalizado
\bar{U}	grau de consolidação médio num processo de consolidação generalizado
\bar{U}_r	grau de consolidação médio num processo de consolidação radial
U_z	grau de consolidação pontual, num processo de consolidação vertical
\bar{U}_z	grau de consolidação médio num processo de consolidação vertical
u	pressão neura ; pressão de água nos poros; pressão intersticial

u_0	pressão neutra em repouso
u_e	excesso de pressão neutra
$u_e(0)$	excesso de pressão neutra inicial
V	volume total de uma amostra
V_a	volume de ar numa amostra de solo
V_s	volume de partículas sólidas numa amostra de solo
V_v	volume de vazios numa amostra de solo
V_w	volume de água numa amostra de solo
v	velocidade de percolação
v_s	velocidade de percolação de uma partícula
W	peso de uma amostra ou de um bloco de solo
W'	peso submerso de um bloco de solo
W_a	peso de ar de uma amostra de solo
W_w	peso de água de uma amostra de solo
$W1 - W5$	graus de alteração de rochas segundo ISRM
w	teor em água
w_L	limite de liquidez
w_p	limite plasticidade
w_s	limite de retração
X	componente da força mássica segundo o eixo dos xx
x	variável espacial
Y	componente da força mássica segundo o eixo dos yy
y	variável espacial
Z	componente da força mássica segundo o eixo dos zz ; fator de profundidade
z	cota geométrica; variável espacial; peso volúmico
γ	peso volúmico
γ'	peso volúmico submerso
γ_d	peso volúmico seco
$\gamma_{d,máx}$	peso volúmico seco máximo
$\gamma_{d,mín}$	peso volúmico seco mínimo
γ_s	peso volúmico seco das partículas sólidas
γ_{sat}	peso volúmico saturado
γ_w	peso volúmico da água
Δ	variação de grandeza, exemplo $\Delta\sigma$
ΔQ_s	carga aplicada à superfície
Δq_s	sobrecarga aplicada à superfície
Δh	perda de carga hidráulica entre dois pontos

Δu	excesso de pressão neutra
ε	extensão
ε_a	extensão axial
ε_h	extensão horizontal
ε_v	extensão vertical
$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	extensões segundo as direções σ_1 e σ_3
ε_{vol}	extensão volumétrica
η	viscosidade
ν	coeficiente de Poisson
ξ	razão k_h/k_v
σ	tensão normal total
σ'	tensão efetiva
σ_h	tensão total horizontal
σ'_h	tensão efetiva horizontal
σ_{h0}	tensão total horizontal de repouso
σ'_{h0}	tensão efetiva total horizontal de repouso
σ'_p	tensão de pré consolidação
σ_v	tensão vertical total
σ'_v	tensão vertical efetiva
σ_{vf}	tensão total vertical de rotura
σ'_{vf}	tensão efetiva vertical de rotura
σ_{v0}	tensão total vertical de repouso
σ'_{v0}	tensão efetiva vertical de repouso
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	tensões totais na direção dos eixos, xx, yy, zz
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensões totais principais, máxima intermédia e mínima
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensões efetivas principais, máxima intermédia e mínima
σ_{1f}, σ_{3f}	tensões totais principais de rotura
$\sigma'_{1f}, \sigma'_{3f}$	tensões efetivas principais de rotura
σ_α	tensão total num plano cuja normal faz um ângulo α , com a direção de σ_1
τ	tensão tangencial ou de corte
τ_f	tensão de corte de rotura
τ_h	tensão de corte num plano horizontal
τ_{hf}	tensão de corte num plano horizontal na rotura
τ_i	tensão de corte resistente atribuível ao imbricamento
τ_v	tensão de corte num plano vertical
τ_{vf}	tensão de corte num plano vertical na rotura

τ_x	tensão tangencial num plano perpendicular ao eixo xx
τ_{xz}	tensão tangencial na direção do eixo dos zz , num plano normal ao eixo dos xx
τ_α	tensão tangencial num plano cuja normal faz um ângulo α com a direção de σ_1
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
χ	razão dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical equivalentes de um maciço estratificado.
NC	normalmente consolidado
OC	sobreconsolidado
PS	estado plano de tensão
$^\circ$	graus
∂	derivada parcial
∇	nível da água, nível freático
SPT	Standard Penetration Test
ISSMFE	Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
ASTM	American Society for testing Materiais
ISRM	International Society for Rock Mechanics
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
USCS	Unified Soil Classification System

SIMBOLOGIA E SISTEMA DE UNIDADES

O sistema de unidades adotado na presente tese refere-se ao Sistema Internacional de Unidades (SI), formalmente reconhecido pela Conferência Geral de Pesos e Medidas (CGPM) aprovado na 11ª Reunião realizada em Paris no ano de 1960 e atualizado até à 15ª reunião (CGPM), 1975, sendo as unidades geralmente representadas por letras minúsculas, e por letras maiúsculas quando as mesmas se referem a um nome próprio.

A simbologia utilizada respeita a proposta apresentada no V Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Paris em 1961.

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Devido à elevada diversidade e muitas vezes heterogeneidade que os maciços terrosos apresentam no seu estado natural, a eles se associa um comportamento mecânico complexo, que em parte depende do seu historial de tensões.

Neste contexto é de todo o interesse do engenheiro geotécnico efetuar uma correta identificação das características físicas e mecânicas do solo de fundação, para que através de adequadas teorias de comportamento se possa estimar com certa previsibilidade a resposta do maciço em carga, afim de evitar anomalias de funcionamento estrutural, relacionadas com o solo de fundação, precavendo assim a ocorrência de estados limites últimos e de utilização das estruturas.

A figura 1.1 é exemplo de um assentamento uniforme de elevada magnitude cuja edificação assenta num maciço sedimentar com elevado índice de vazios.



Figura 1.1 Assentamento uniforme de 4,5 metros do solo de fundação do palácio das belas artes, cidade do México, edificado em 1934. (www.pinterest.pt).

Nem sempre o assentamento do solo de fundação se processa de forma uniforme, como evidenciado na figura 1.1, pelo que por norma o fenómeno se relaciona com patologias e roturas dos elementos estruturais e não estruturais da edificação, sendo que para valores de tensão incompatíveis com a capacidade resistente do solo, poderá mesmo verificar-se a rotura do maciço.

1.2 Objetivo do trabalho desenvolvido

A realização da presente dissertação, visa o determinar das características físicas e mecânicas dos solos finos existentes na região, abordando a problemática do fenómeno da consolidação, mediante a realização de ensaios edométricos, ensaios realizados em três edómetros instrumentados, como se poderá observar na figura 1.2, pertencentes ao Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, sendo que se recomenda a leitura do artigo de Gonçalves et al. (2017)¹, para consulta técnica sobre a instrumentação realizada.



Figura 1.2 Instrumentação edométrica em LabView.

Os solos ensaiados dizem respeito a amostras de dois solos com acentuada percentagem de finos na sua constituição, nomeadamente amostras indeformadas de uma areia siltosa, e amostras remexidas de um solo peneirado, com 100 % de passados no peneiro #10, cuja granulometria corresponderá a um silte de elevada plasticidade, sendo que para efeitos de referência, ao longo da presente tese, os solos serão denominados de solo A e solo B, respetivamente.

Devido à maior predominância de finos no silte de elevada plasticidade, o comportamento mecânico deste solo, mais condicionado por forças de natureza eletroquímica, servirá apenas de termo comparativo ao comportamento mecânico das amostras indeformadas de areia siltosa, com comportamento menos dependente destas forças, permitindo assim o eventual evidenciar de aplicabilidade do ensaio às amostras de solo indeformadas, sendo efetuada a exposição em pormenor destes ensaios no capítulo quinto da presente dissertação e tecidas as respetivas considerações relativas aos resultados obtidos e à instrumentação efetuada.

¹ "One Dimensional Consolidation Properties of Soil Using Incremental Loading Test: Experimental Setup Based on a LabView",

Dado o contexto do maciço envolvente, maciço este predominantemente residual, os solos que por norma são analisados sob o ponto de vista da consolidação, solos finos, e o facto das amostras de solo A e de solo B, ainda que oriundas da referida envolvente apresentarem parâmetros relativos a estes dois grupos de solos, a presente tese faz uma exposição inicial das características físicas e mecânicas a eles afetas, nomeadamente as relativas aos seus índices físicos, às suas tendências de comportamento, e a forma de os classificar.

Devido ao valor da estimativa de assentamento depender do valor do incremento de tensão que solicita os estratos compressíveis, é apresentado um estudo sobre o desenvolvimento de tensões em profundidade, relativas a diferentes configurações de solicitação superficial do maciço, segundo as equações de Boussinesq.

1.3 Organização e estrutura

A presente tese encontra-se dividida em 7 capítulos, abordando de forma genérica a problemática da compressibilidade dos solos, e de forma mais específica a consolidação dos solos finos, nomeadamente através da realização de ensaios edométricos, ensaios que permitem a obtenção dos parâmetros de caracterização mecânica em solos cuja fração de finos os dota de plasticidade, e portanto de um comportamento mecânico em solicitação muito específico.

Em forma de contextualização, após o efetuar de uma breve introdução no capítulo primeiro, é no capítulo segundo, efetuada uma panorâmica geral onde se retratam os dois tipos de solos que mais abundam na natureza sob o ponto de vista da geotecnia, apresentando-se as características físicas, e comportamentais de cada um, permitindo assim alguma antevisão dos resultados dos ensaios.

Sendo a estimativa da magnitude e do valor do assentamento imediato e por consolidação dependente do valor da tensão induzida no maciço, ao tema se lhe dedica o capítulo 3, que aborda, no domínio da teoria da elasticidade, o desenvolvimento de tensões induzidas em profundidade para diferentes situações de carregamento superficial.

No capítulo 4, é relatado todo o trabalho de campo e laboratorial efetuado, cerne da determinação dos parâmetros físicos e mecânicos que permitem a correta atribuição da denominação ao solo.

Sendo o capítulo quinto, dedicado aos ensaios edométricos realizados, nele se apresentam os parâmetros de consolidação que permitem a estimativa do valor do tempo e da magnitude de assentamento dos solos ensaiados.

No capítulo 6, para além de uma breve exposição de modelos alternativos à modelação clássica, é apresentado um exemplo da estimativa de assentamento por consolidação, devido à solicitação por duas fundações superficiais, de lado B , afastadas de B , com um lado L , de desenvolvimento infinito, onde se evidencia, segundo (Fernandes, 2016), a necessidade da divisão dos estratos compressíveis em subcamadas, e posterior aplicação da expressão de assentamento ao centro de cada subcamada, permitindo assim uma melhor aproximação da estimativa do mesmo.

No capítulo sétimo são tecidas as conclusões finais do trabalho realizado, e tecidas considerações relativas a eventuais trabalhos futuros.

Em suma, a presente tese, incide no fenómeno da consolidação dos maciços com significativa percentagem de finos na sua constituição, sendo que aborda também, e de forma complementar, no domínio da elasticidade, à luz da mecânica clássica de solos, o fenómeno da indução de tensões em profundidade.

CAPÍTULO 2 CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

2.1 A origem dos solos

Após algumas considerações iniciais tecidas no capítulo introdutório, e para que se possa ter uma visão algo mais abrangente relativamente ao considerado, apresenta-se agora, alguma da génese associada aos solos que constituem os maciços terrosos.

Os solos são assim o resultado de processos de desintegração física e decomposição química de rochas, sendo que de novo nelas se transformam ao longo de um determinado tempo geológico, dando origem rochas sedimentares, clásticas e quimio-génicas e rochas metamórficas, estando por norma as primeiras a associadas ao transporte e deposição de partículas de sedimentos e à cristalização de sais dissolvidos na água, e as segundas a processos génicos que envolvem temperaturas e pressões mais elevadas do que as que originam as rochas sedimentares, processos estes, não associados à génese das rochas plutónicas ou magmáticas.

Na figura 2.1 é possível observar 3 rochas provenientes de solos sedimentares arenosos e argilosos.

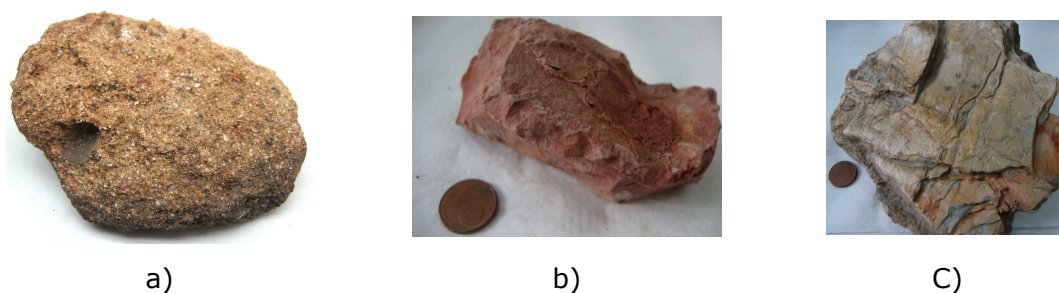


Figura 2.1 a) Arenito sedimentar; b) Argilito sedimentar; c) Argilito metamórfico.

Por sua vez, as heterogeneidades e as tensões térmicas e mecânicas desenvolvidas nas rochas sedimentares, metamórficas ou provenientes do magma, originam fraturas, caminho aberto para processos de desintegração física e decomposição química, que sob meteorização dão origem a fragmentos de menor tamanho, originando maciços de solos residuais quando estes fragmentos ocupam o local da rocha mãe, ou dando origem a maciços de solos transportados, constituídos por fragmentos

arredondados e por finas partículas laminares de escala micrométrica, resultantes da cristalização de sais em solução aquando de transporte e posterior deposição.

Por norma os elementos transportam partículas de dimensões afins, criando depósitos bastante uniformes, caso de muitos maciços eólicos ou aluvionares.

Para além da fragmentação mecânica, que no geral apenas sucede até uma determinada dimensão das partículas de solo, as reações químicas devidas ao contacto de ácidos com os minerais das rochas, originam soluções minerais, que cristalizando originam partículas de argila.

Assim, a acidez da água em contacto com os diferentes tipos de minerais constituintes da rocha ou de solo, tem a capacidade de os dissolver e transportar em solução, que em determinadas condições cristalizam, sendo esta a génese das partículas mais finas do solo, que após sedimentação, devido a diagénese e a processos de litificação transformam o solo sedimentado de novo em rocha, originando as rochas sedimentares, sendo que para maiores valores de pressão e temperatura, como já referido, através de metamorfismo, se originam as rochas metamórficas, sendo esta a génese dos dois tipos de rochas referidas, que uma vez expostas aos elementos, na consideração conjunta com as rochas magmáticas, ao longo do tempo geológico, de novo em solo se transformam. (Scott, et al., 1968).

2.1.1 Breves notas sobre solos sedimentares

À ocorrência de maciços finos transportados estão associados processos de sedimentação, nomeadamente através da formação de depósitos aluvionares brandos, verificando-se não raras vezes a ocorrência destes depósitos com espessuras superiores a algumas dezenas de metros.

Nestes solos, de plasticidade mais ou menos pronunciada, ditada pela percentagem de argila existente na sua granulometria e pela atividade do seu mineral constituinte, verifica-se que o seu comportamento mecânico é em maior ou menor percentagem ditado por forças de natureza eletroquímica, sendo que aquando da existência de matéria orgânica no solo, parte da plasticidade que este apresenta, a ela se lhe associa, sendo que para a determinação da sua ocorrência, deverá ser efetuado o rácio, entre o valor do limite de liquidez do solo seco em estufa, e do solo seco ao ar, sendo que para rácios superiores a 0,75, o solo se deverá considerar como orgânico.

Tendo o teor de matéria orgânica dos solos $OM\%$, forte influência no comportamento mecânico destes, julga-se conveniente referir que a percentagem da sua participação no solo, é por norma determinada oxidando a matéria orgânica a elevada temperatura, sendo posteriormente efetuado o rácio entre o peso da amostra seca em estufa e a alta temperatura.

Deve no entanto salientar-se, que todo o tipo de solo que apresente matéria orgânica na sua constituição é rejeitado para fins de engenharia civil, pelo que a sua determinação servirá apenas para fins de classificação e eventual rejeição do mesmo, nomeadamente, quando se deduza que a sua presença é condicionante do seu comportamento mecânico.

Pelo exposto, às amostras relativas a estes solos, sempre deverá ser efetuada a determinação da quantidade de matéria orgânica, sendo que mediante a percentagem da sua participação o solo poderá ser designado por solo orgânico ou por turfa.

Relativamente às características mais condicionantes do comportamento mecânico destes solos importa referir as que seguidamente se enumeram:

- % de partículas $< 0,075 \text{ mm}$, #200 percentagem de finos;
- % de partículas $< 2 \mu\text{m}$, percentagem de argila;
- L_p (%), L_L (%), limites de consistência;
- e_0 , índice de vazios natural;
- S_r (%), grau de saturação;
- w (%), teor de humidade natural;
- OM (%), teor de matéria orgânica.

sendo alguns dos seus índices descritivos do seu comportamento mecânico, nomeadamente em termos de compressibilidade e resistência, os que seguidamente se enumeram:

- R_{oc} , grau de sobreconsolidação;
- m_v , coeficiente de compressibilidade volumétrica;
- C_c , índice de compressibilidade;
- C_r , índice de recompressibilidade;
- c_v , (m^2/ano), coeficiente de consolidação vertical;
- k_v , coeficiente de permeabilidade vertical;
- C_u/σ'_{v0} , resistência não drenada normalizada²;

Ainda relativamente a estes maciços, importa reter, que a um maior teor de humidade se associa um maior índice de vazios, atingindo este parâmetro, valores várias vezes superiores à unidade em algumas zonas do planeta.

Ainda que nos estratos destes solos se verifique substancial constância e uniformidade em desenvolvimento horizontal, convém atender ao facto que nos

² Requer ensaio Triaxial e Vane-test

horizontes mais superficiais se verifica tendência a ocorrer maior variação das propriedades do solo.

2.1.2 Breves notas sobre solos residuais

Porventura as características mais marcantes dos maciços de solo residual, são a pronunciada heterogeneidade em desenvolvimento horizontal, a crescente existência de material mais fragmentado e de menores dimensões em horizontes mais superficiais e a ocorrência de cimentação das suas partículas.

Na figura 2.2 poderá ser observado um exemplo de cimentação existente entre partículas deste tipo de maciço.

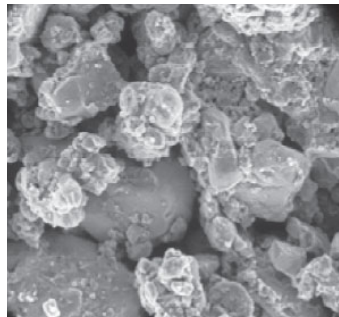


Figura 2.2 Cimentação entre partículas de maciço de solo residual. (Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference).

Dada a maior exposição aos elementos, por norma é na superfície que se verificam as alterações químicas mais pronunciadas do maciço, nele ocorrendo por vezes a existência de minerais de argila de pouca atividade.

Os índices e parâmetros mecânicos mais condicionantes do comportamento mecânico destes solos divergem relativamente aos dos solos de origem sedimentar, não se verificando na sua maioria plasticidade que justifique a determinação dos seus índices de consistência.

Neste tipo de solo, o teor de humidade natural é menos relevante para o seu comportamento mecânico, comparativamente com a relevância que este parâmetro apresenta nos solos de origem sedimentar, não existindo assim eventuais problemas de expansibilidade do solo ou de significativa degradação do seu comportamento mecânico associado ao aumento deste parâmetro, sendo que na ocorrência de saturação o teor em água do solo se encontra próximo do seu limite de plasticidade.

Mais se refere que o grau de compactação que o solo apresenta insitu, é um indicador da suscetibilidade deste à compressão, sendo porém que a cimentação que nestes solos ocorre, os dota de superior resistência comparativamente a solos

sedimentares arenosos com curvas granulométricas semelhantes, (Fernandes, 2016), adaptado.

Na gênese das heterogeneidades deste maciço, estarão fraturas no maciço rochoso, que se repercutirão em caminhos preferenciais para o escoamento da água, agente principal de alteração do maciço, existindo assim a necessidade de nestes maciços executar uma caracterização geotécnica mais exigente, pelo que deverá ser realizado, por exemplo, um aumento do número de pontos de sondagem, para que se tenha mais confiabilidade na expectativa do comportamento em carga do maciço.

Segundo (Fernandes, 2016), as fraturas antigas da rocha que lhes deu origem, após decomposição da mesma, repercutem-se em zonas de menor resistência, que se evidenciam aquando da descompressão do solo, nomeadamente na escavação de taludes.

A extensa granulometria destes solos, ao contrário da tendencialmente uniforme observada nos solos sedimentares, tem a particularidade de ser cimentada, através de ligações entre pontos de contacto dos seus inertes, como já evidenciado na figura 2.2, podendo estas ser as originais da rocha antiga, ou novas ligações associadas ao processo de decomposição do maciço.

Pelo exposto, os solos residuais, são menos suscetíveis a deformações volumétricas que os solos sedimentares com granulometria e índice de vazios semelhante, sendo a areia a sua fração predominante.

Neste tipo de solos existe pouca representatividade da fração de argila, sendo esta de pouca atividade, tratando-se de solos por norma não plásticos, ou de plasticidade muito reduzida, ou como referido na norma (NP-143, 1969), solos em cuja determinação dos limites de consistência perde o seu significado.

Dada a presente tese ser referente ao estudo de um solo com alguma plasticidade, são nos pontos seguintes, apresentadas considerações mais específicas e condicionantes do comportamento dos solos mais sensíveis à água.

2.1.3 Diferenças entre maciços sedimentares e residuais

Após o abordar das características mais peculiares dos solos sedimentares e residuais, importa fazer a distinção entre estes, para que de ambos se possa obter uma panorâmica das suas diferentes tendências comportamentais.

Por norma, nos solos sedimentares, observa-se um progressivo ganho de consistência com o tempo, e conseqüentemente da sua capacidade portante, contrariamente ao observado nos maciços residuais que com o tempo veem a sua estrutura degradada, ainda que esta degradação se processe em um extenso intervalo de tempo

e portanto fora do normal tempo de vida útil associado às obras de engenharia. (Fernandes, 2016), adaptado.

Dada a complexidade do comportamento mecânico do solo residual, os parâmetros relativos aos solos sedimentares podem ser pouco informativos relativamente ao comportamento mecânico destes solos.

Ao contrário do que por norma se verifica nos maciços sedimentares, onde existe substancial constância e suaves transições de propriedades, nos maciços residuais verifica-se heterogeneidade em plano horizontal, registando-se por vezes alterações bruscas das mesmas entre pontos vizinhos em termos de espessura e da alteração da camada de estrato relativamente à rocha mãe.

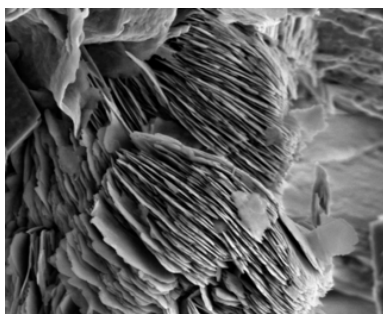
Nestes maciços nem sempre se verifica um caminhar progressivo de decomposição do solo da rocha mãe para a superfície, sendo que por vezes se encontra solo mais decomposto abaixo de camadas de solo menos decompostas, e por vezes solo decomposto abaixo de blocos de rocha, a denominada falsa nega dos ensaios SPT.

2.2 Solos finos

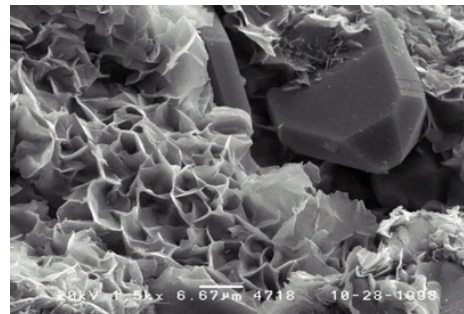
As partículas de argila apresentam valores de comprimento de 1 a 2 micrómetros, sendo que um micrómetro representa a milionésima parte de um milímetro.

Quando o comportamento mecânico do solo é essencialmente ditado por estas partículas o solo denomina-se por solo argiloso ou argila.

Na figura 2.3 a) e b), são visíveis as enormes superfícies específicas destas partículas, sendo que no caso das partículas do grupo de montmorilonita, presentes na figura 2.3 b), estas apresentam mais área livre ou de contacto com o meio envolvente, fator este relacionado com a superior atividade deste grupo de minerais, comparativamente com as caulinites observadas na figura 2.3 a).



a)



b)

Figura 2.3 a) Partículas de argila de caulinite; b) Partículas de argila de esmectite, grupo montmorilonite. (www.fei.com), (sciencedirect.com).

A superfície específica das partículas é expressa através do quociente entre a área da superfície da partícula e o volume ou a massa da mesma, sendo que a forma laminar destas partículas de solo, se repercutirá em um elevado valor deste parâmetro. A título ilustrativo, tendo sido já referidas as dimensões destas partículas, respeitantes a comprimentos entre 1 a 2 micrómetros, é possível observar a sua forma laminar na figura 2.4 a), e na figura 2.4 b), a comparação à escala micrométrica da dimensão de objetos que no dia a dia consideramos de finos.

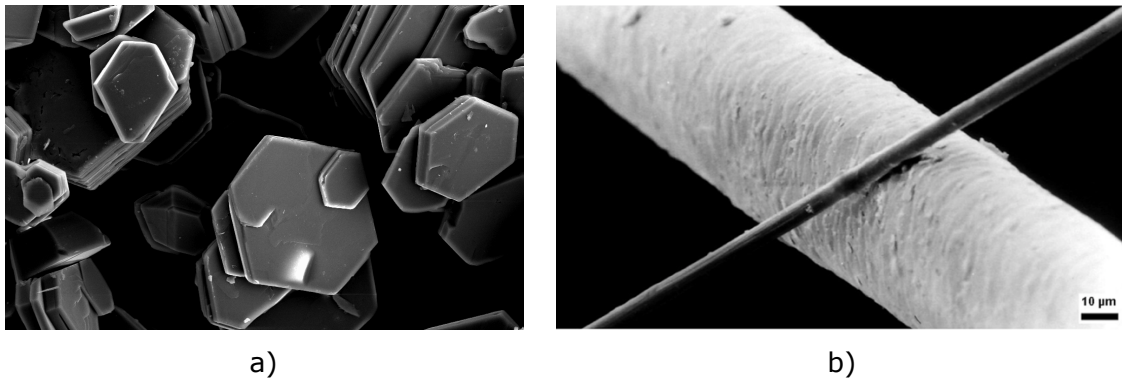


Figura 2.4 a) Partículas de argila de dictite; b) Cabelo humano e fibra de carbono, escala 10 micrómetros. (www.usgs.gov), (www.cienciatoday.com).

No quadro 2.1, poderão observar-se as dimensões características dos grupos mais comuns dos minerais de argila.

Quadro 2.1 Superfície de diferentes minerais de argila e de areia, Lambe & Whitman, 1979.

Partículas	Diâmetro (μm)	Espessura \emptyset (mm)	Superfície específica (m^2/g)
Montmorilonite	1 - 0,1	1/100	800
Illite	2 - 0,1	1/10	80 - 100
Caulinite	3 - 0,3	1/3 - 1/10	10 - 20
Areia	2000 - 60	≈ 1	0,001

Devido à forma laminar destas partículas, uma muito elevada percentagem das suas moléculas constituintes encontra-se à superfície, e portanto em contacto com o exterior. Estas partículas possuem carga elétrica negativa à superfície e carga elétrica positiva no seus bordos, atraindo assim sais dissolvidos, nomeadamente iões positivos, catiões, e moléculas de água, dipolos, para a sua superfície, sendo água em contacto e muito próxima da superfície das partículas de argila, designada por água adsorvida, sendo que esta água não é extraível em estufa, sendo que com o aumento da distância à superfície da partícula o valor da força de atração obviamente diminui.

As partículas de argila atraem os catiões ou as moléculas de água até ficarem eletricamente equilibradas, sendo que cada partícula de argila tenderá a atrair a si uma determinada quantidade de moléculas de água e catiões até que fique eletricamente neutralizada.

Para além destas forças, existem também as forças de Van der Waals, tratando-se estas, de forças entre as moléculas de uma partícula e as moléculas das partículas vizinhas.

Assim e em resumo serão 3 as forças que ditam a arrumação das partículas de argila, sendo a quantidade de água do meio envolvente um valor preponderante nesta arrumação, (Fernandes, 2016), adaptado.

- forças atrativas e repulsivas elétricas;
- forças de Van der Waals;
- forças gravíticas.

Nestes solos, as forças de natureza elétrica, ultrapassam muitas vezes as forças gravíticas, pelo que comandam a forma da estrutura ou fábrica do solo, sendo que para superiores atividades do mineral de argila, associadas a maiores superfícies específicas, maior será o valor destas forças, cuja magnitude depende do tipo de mineral de argila.

Partículas cujo comportamento mecânico é ditado por forças elétricas e não por forças gravíticas são denominadas de coloides, denominação atribuída a partículas com superfície específica superior a 25 metros quadrados por grama.

Quando solicitado pelo peso de novas camadas de solo, ou por obras de engenharia civil que no solo induzem tensões, o índice de vazios deste tenderá a diminuir e a água tenderá a ser expulsa pelo que os novos equilíbrios elétricos entre partículas ocorrerá para valores mais próximos entre as partículas de argila, (Fernandes, 2016), adaptado, aumentando assim a coesão do solo, sendo que a este processo se denomina de consolidação e é ele o responsável por anomalias ou colapso de algumas obras de engenharia civil, devido às variações volumétricas que se processam no maciço associadas ao processo de consolidação.

No referido processo, as partículas finas de solo tendem a desenvolver uma estrutura orientada, posicionando-se paralelamente umas as outras, sendo que para solos saturados o índice de vazios tem obviamente relação direta com teor em água do solo.

Assim e mediante o exposto, a influência no comportamento mecânico do solo, das forças de natureza elétrica, aumentará com a atividade da argila, e com a percentagem destas partículas no solo.

O conhecimento destas particularidades, relativas aos solos finos, faz com que se seja mais sensível ao entendimento do comportamento mecânico deste solo quando solicitado.

Muitas vezes, nestes maciços, o solo de fundação apresenta um índice de vazios superior à unidade, tratando-se por vezes de solos potencialmente colapsíveis, solos que perdem a sua estrutura quando em contacto com água, o que faz aumentar a delicadeza com que o assunto deverá ser abordado.

Na figura 2.5, está esquematizada a peculiar forma das partículas de argila e a geometria dipolar da molécula de água.

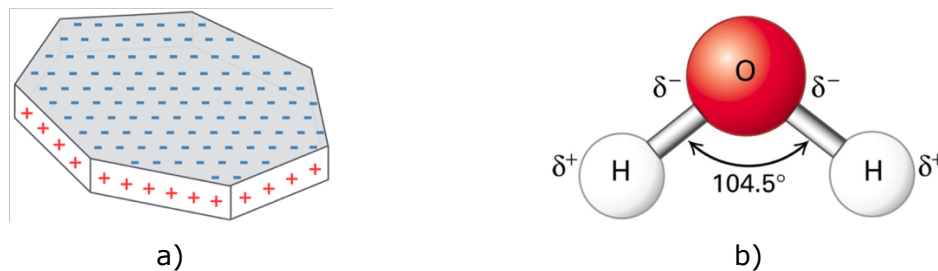


Figura 2.5 a) Cargas elétricas relativas às partículas de argila; b) Molécula de água, (dipolo). (Molecular Cell Biology).

2.2.1 Atividade das argilas

Como já descrito, a atividade das partículas de argila, partículas de dimensão inferior a 2 micrómetros, está associado um determinado valor de superfície específica, sendo que a uma maior atividade do mineral se traduz numa maior capacidade de atração e retenção de água, abrindo assim o espetro definido pelo índice de plasticidade.

A relação entre a fração de argila de uma determinada amostra de solo, com o índice de plasticidade deste, cuja relação é linear, define uma reta, cuja inclinação define a atividade do mineral de argila.

$$A_t = \frac{I_p(\%)}{\% < 2 \mu m} \quad 2.1$$

Para que este parâmetro seja de possível determinação, terão necessariamente que ser determinados os limites de Atterberg, nomeadamente para a obtenção de I_p , sendo também necessário, para além do ensaio de peneiração, a realização do ensaio de sedimentação, que deverá atender à norma (LNEC-E-196, 1966), podendo observar-se a referida relação, expressa na expressão 2.1, na figura 2.6.

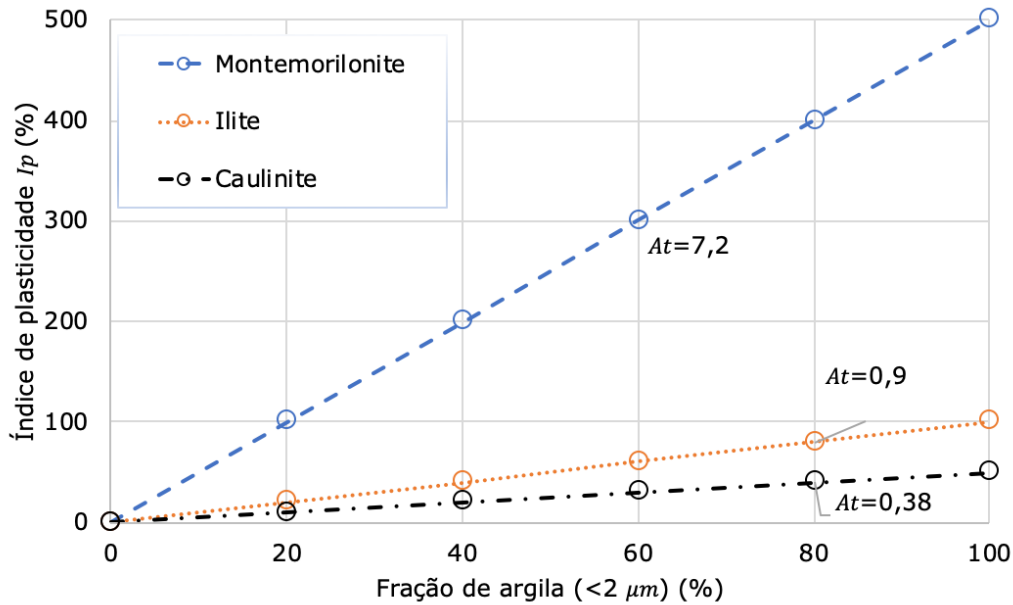


Figura 2.6 Atividade do mineral de argila. Relação da fração de argila (<2 μm) (%) com o índice de plasticidade I_p (%). (Fernandes, 2016).

Sendo que de forma complementar se apresenta o quadro 2.2, relativo à classificação do mineral segundo a sua atividade.

Quadro 2.2 Classificação dos minerais de argila segundo a sua atividade A_t , segundo Skempton, 1953.

Classificação	Pouco ativa	Normal	Muito ativa
A_t	< 0,75	0,75 - 1,25	> 1,25

Sendo este último parâmetro apresentado, também indicador do potencial de variação de volume de solo.

2.3 Parâmetros basilares do solo

Para além do conhecimento das grandezas básicas do solo, nomeadamente dos seus índices físicos, a forma mais expedita de identificar é através da observação da sua curva granulométrica, sendo que a quando da evidência de comportamento plástico do solo, associado à existência de finos na sua constituição, se deverão também conhecer os valores dos limites de plasticidade do mesmo, sendo estes parâmetros referentes aos dois principais grupos de solos descritos pela geotecnia, nomeadamente os maciços de solos sedimentares ou transportados, arenosos ou argilosos, e os maciços de solos residuais.

2.3.1 Índices físicos

Os índices físicos do solo, definem as suas propriedades físicas mais elementares, sendo que a sua correta determinação depende do rigor com que as medições em campo ou em laboratório se efetuam.

Na figura 2.7, estão representados os pesos e volumes de um elemento de solo constituído pelas fases, sólida, líquida e gasosa.

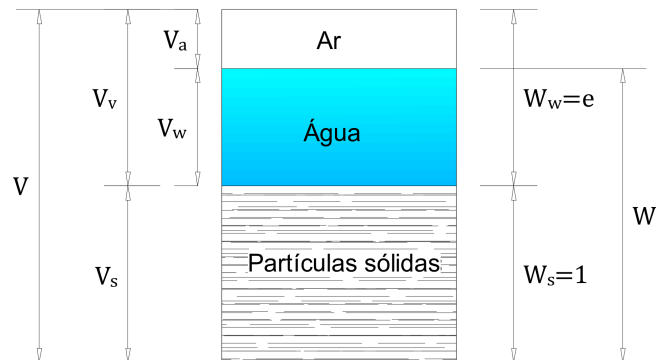


Figura 2.7 Elemento trifásico de solo.

No quadro 2.3, estão definidos os índices físicos associados ao elemento trifásico de solo apresentado, sendo que o seu conhecimento permitirá alguma antevisão do comportamento do solo quando solicitado.

Quadro 2.3 Grandezas básicas do solo. (Fernandes, 2016)

Grandeza	Símbolo	Equação	Unidades
Índice de vazios	e	V_v/V_s	
Porosidade	n	V_v/V	%
Grau de saturação	S_r	V_w/V_v	%
Teor de humidade	w	W_w/W_s	%
Peso volúmico ³	γ	$(W_s + W_w)/v$	kN/m^3
Peso volúmico seco	γ_d	W_s/V	kN/m^3
Peso volúmico submerso	γ'	$\gamma - \gamma_w$	kN/m^3
Peso volúmico das partículas solidas ⁴	γ_s	W_s/V_s	kN/m^3
Densidade das partículas solidas ⁵	G_s	γ_s/γ_w	

³ Quando $S_r = 100\%$, $\gamma = \gamma_{sat}$

⁴ $\approx 25,5 - 27,5$

⁵ $\approx 2,6 - 2,8$

Julgando-se também oportuna a apresentação do quadro 2.4, onde se apresentam as equações que relacionam os índices físicos do solo.

Quadro 2.4 Equações relativas aos índices físicos do solo, (Ortigão, 2007).

$n = \frac{e}{1 + e}$	$e = \frac{n}{1 - n}$	$G_s w = S_r e$
$\gamma = \frac{G_s(1 + w)}{1 + e} \gamma_w$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$	$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)}{1 + e} \gamma_w$

2.3.2 Granulometria

Relativamente à composição granulométrica, esta representa a distribuição em percentagem ponderal das partículas de solo segundo as suas dimensões, sendo que para dimensões das partículas de solo inferiores às de areia fina, 0,075 mm, a determinação do diâmetro das partículas é por norma efetuada com recurso à sedimentação, análise que tem a si associadas algumas simplificações e que poderá conter erros mais ou menos apreciáveis, (Fernandes, 2016), adaptado.

O gráfico da distribuição referida, permite o traçar da curva granulométrica, onde em abcissas se representa em escala logarítmica o diâmetro das partículas em milímetros, e em ordenadas a percentagem ponderal de passados, sendo a figura 2.8, referente à curva granulométrica da areia siltosa ensaiada, solo A.

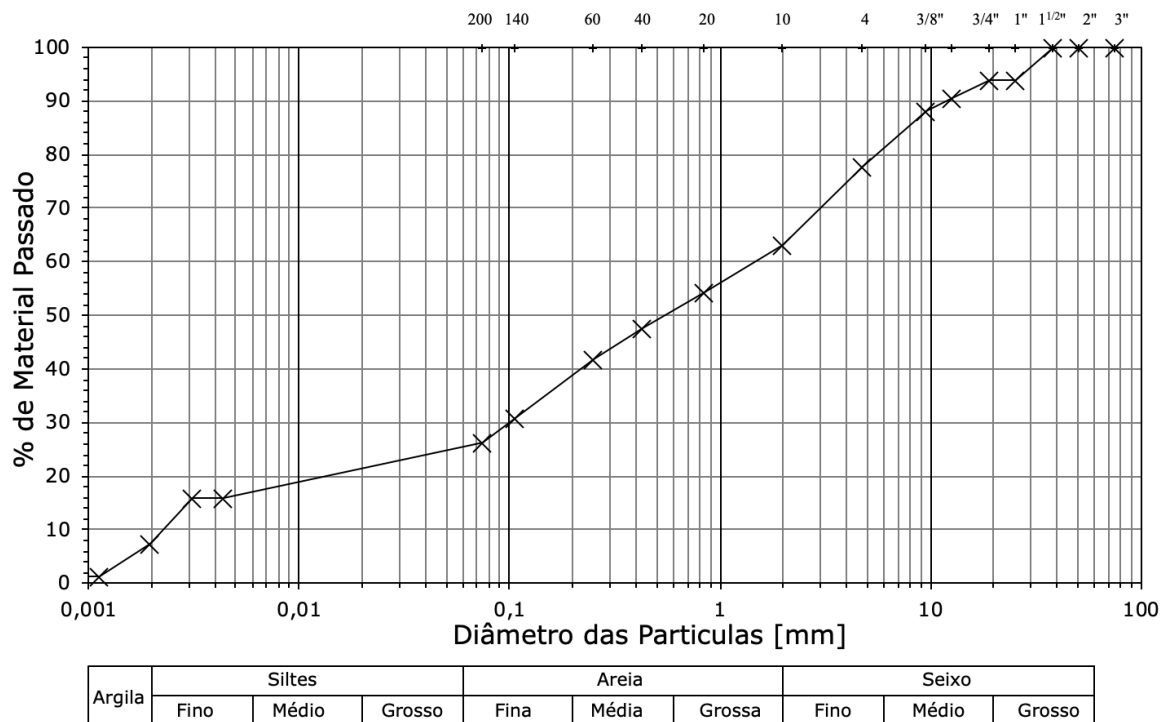


Figura 2.8 Curva granulométrica referente à areia siltosa, solo A.

Apresentando-se de seguida o valor dos diâmetros em milímetros, que balizam as diferentes denominações atribuídas às partículas de solo:

0,001 → Argila → 0,002 → Silte → 0,06 → Areia → 2 Cascalho → 60 → Calhaus → 200 → Pedras.

sendo apresentada no quadro 2.5, a correta designação granulométrica associada.

Quadro 2.5 Escala granulométrica internacional em micrómetros, recomendada pela Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ISSMFE.

Nome	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Cascalho
ϕ (μm)	< 2	2 – 60	60 – 200	200 – 600	600 – 2mm	> 2 mm

Sendo os cascalhos comumente denominados por seixos, quando apresentam forma arredondada.

Por se julgar conveniente apresenta-se no quadro 2.6, a série de peneiros ASTM, utilizada nas análises granulométricas efetuadas.

Quadro 2.6 Série de peneiros ASTM.

Nº do peneiro	200	100	60	40	20	10	4	3/8"	3/4"	1"	1" 1/2	2"	3"
Malha # (mm)	0,075	0,106	0,250	0,425	0,850	2	4,75	9,5	19	25	37,5	50	75

Sendo que a figura 2.8, referente à curva granulométrica do solo A, permite observar que aproximadamente 35 % do solo é constituído por seixo, 35 % de areia e cerca de 30 % de finos, dos quais algo menos de metade são de argila, observando-se assim da curva granulométrica referente ao solo A, os seguintes parâmetros granulométricos:

- diâmetro efetivo $D_{10} \approx 0,0023 \text{ mm}$;
- diâmetro efetivo $D_{30} \approx 0,1 \text{ mm}$;
- diâmetro efetivo $D_{60} \approx 1,5 \text{ mm}$;

vindo o coeficiente de uniformidade C_U , definido pela expressão:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 652,2 \quad 2.2$$

verificando-se que o parâmetro C_u , não tem expressão para solos com significativa percentagem de finos na sua constituição.

Já para solos não plásticos constituídos por material grosso, este parâmetro deverá fornecer informação relativa à variedade das dimensões das partículas de solo, nomeadamente para valores de C_u entre 4 a 6, considera-se que o solo é bem graduado, sendo que abaixo deste intervalo se considera que o solo é mal graduado, e uniforme quando $C_u = 1$.

Um parâmetro análogo a este último apresentado, e também mais adequado a solos constituídos apenas por matéria grossa, é o coeficiente de curvatura, C_c , vindo este definido pela expressão:

vindo para o solo A:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 2,9 \quad 2.3$$

estando este último parâmetro relacionado com a forma da curva granulométrica entre D_{60} , e D_{10} , sendo o solo considerado de bem graduado quando apresenta valores compreendidos de C_c , entre 1 e 3.

Dado o solo A, conter uma fração muito substancial de finos na sua constituição, de aproximadamente 30 %, não se verifica que apresente expressão válida o parâmetro relativo ao coeficiente de curvatura C_u , sendo este apenas adequado para solos claramente granulares, solos constituídos essencialmente por areia e cascalho, por norma com quartzo na sua constituição, em que como modelo simplificado se adota a forma esférica dada as dimensões aproximadamente equidimensionais das partículas, sendo estes representativos de solos essencialmente gravíticos, em que não há a atuação de forças de natureza eletroquímica, forças estas características e condicionantes do comportamento mecânico dos solos finos.

2.3.3 Limites de consistência, ou limites de Atterberg

Para além da já referida relevância relativamente ao conhecimento dos índices físicos do solo, e da sua curva granulométrica, na determinação de parâmetros que permitem o efetuar de uma estimativa qualitativa do comportamento do solo, o conhecimento do comportamento deste para diferentes valores do teor de humidade, representa aspeto fundamental para o efetuar da estimativa de comportamento mecânico dos solos coesivos.

Assim, importa conhecer os teores de água para os quais o solo apresenta um comportamento fluido e moldável, sendo estes limites designados por limites de consistência, ou limites de Atterberg.

Para os solos com curvas granulométricas com reduzida fração de finos a compactidade que o solo apresenta in situ, valor insitu do índice de vazios, no intervalo que este valor pode tomar, $e_{\min} - e_{\max}$, que dependerá da específica curva granulométrica de cada solo, será o melhor indicador de estimativa de comportamento do solo.

Já para os solos finos, o melhor indicador de previsibilidade do seu comportamento mecânico será o seu valor do teor de humidade w (%), e a respetiva gama ou de valores deste parâmetro que o solo poderá aportar, parâmetro indissociável do seu valor de índice de vazios, sendo que no presente trabalho se fez recurso da norma (NP-143, 1969) na determinação dos parâmetros coesivos.

Em função do seu teor de humidade, os solos finos apresentam variações do seu estado de consistência. Neste contexto certos limites foram estabelecidos aquando da observação dos comportamentos, líquido, plástico e sólido do solo, sendo registados os seus respetivos teores de humidade.

Sendo as fronteiras ou limites destes tipos de comportamento algo difusas, a sua determinação carece de sensibilidade por parte de quem as determina, ainda que os procedimentos de tal determinação sejam normativos.

Na figura 2.9, poderão observar-se os balizamentos relativos aos estados definidos, condicionados pelo valor do teor de humidade do solo.

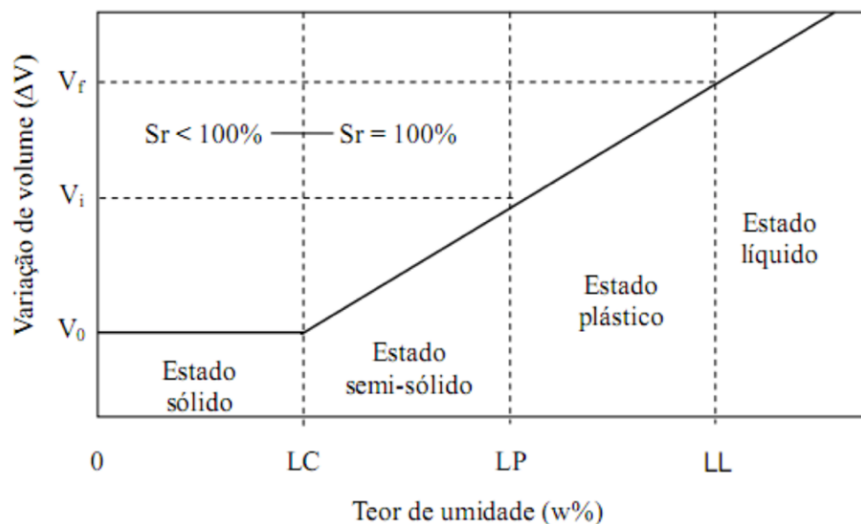


Figura 2.9 Relação dos limites de consistência, contração, plasticidade e liquidez, com a respetiva variação de volume da amostra. (www.ebah.com.br).

Sendo assim definidos 4 estados, que seguidamente se apresentam, segundo progressiva redução do teor de humidade:

- Líquido
 - o solo não apresenta resistência ao corte e modela-se à forma do recipiente que ocupa comportando-se como um líquido.
- Plástico
 - O solo apresenta comportamento plástico ou moldável, conservando a forma que lhe for conferida.
- Semi-sólido
 - Estado sólido, friável, ou fisurável mas que ainda sofre variações de volume, aquando de redução do teor de humidade.
- Sólido
 - O solo deixa de sofrer variação de volume após secagem em estufa.

Destes balizamentos surge a definição de índice de plasticidade I_p , definido pela diferença do teor de humidade que o solo apresenta entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, ou seja, a quantidade de água que o solo consegue absorver entre os limites definidos pelas fronteiras plástica e líquida, vindo este teor expresso em percentagem.

$$I_p = w_l - w_p (\%) \quad 2.4$$

No contexto dos solos saturados, e portanto, aquando do completo preenchimento dos vazios por água, o teor natural de humidade situa-se próximo do teor do limite de liquidez do solo, sendo que para solos finos mais antigos, ou para solos a maior profundidade, o teor de humidade natural aquando de saturação, encontrar-se-á mais próximo do limite de plasticidade.

Salienta-se o facto de que o teor de humidade relativo ao limite de liquidez do solo, será tanto maior, quanto maior for a sua percentagem de argila, e quanto maior for a atividade do seu mineral, que como já referido, depende do valor da superfície específica destas partículas.

Assim, a maior percentagem de argila e a maior atividade dos seus minerais permitem o alargar do índice de plasticidade, ou seja dotam o solo de superior capacidade de retenção de água. Quando assim se verifica, diz-se que o solo contém argila gorda, em contraponto à denominação de argila magra.

De entre os limites ou estados referidos, o limite de retração será o de menor relevância prática para a estimativa do comportamento mecânico destes solos, sendo que teores de humidade perto deste limite ocorrem comumente em solos não saturados, solos muito antigos, a elevadas profundidades ou em rochas brandas.

Da mesma forma que o índice de compacidade I_D , reflete para os solos arenosos a sua tendência de comportamento, poder-se-á de forma análoga, para os solos finos, definir-se o índice de consistência I_c , definindo assim o posicionamento do teor em água natural do solo w (%), no intervalo balizado pelos limites de plasticidade e liquidez, vindo este índice definido pela expressão:

$$I_c = \frac{w_l - w}{I_p} \quad 2.5$$

sendo este índice superior à unidade no caso do teor em água natural, ser inferior ao limite de plasticidade.

Em alternativa, e segundo a preferência de alguns autores, poderá posicionar-se o teor de humidade natural w (%), em relação a w_p (%), no intervalo definido pelo índice de plasticidade I_p (%), definindo-se assim o índice de liquidez I_L , mediante a expressão:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \quad 2.6$$

sendo que os dois índices se relacionam segundo a expressão:

$$I_L = 1 - I_c \quad 2.7$$

podendo observar-se no quadro 2.7, a classificação do solo mediante o seu índice de consistência I_c .

Quadro 2.7 Classificação do solo argiloso segundo a sua consistência. (Fernandes, 2016)

Argila	Muito mole	Mole	Média	Rija	Dura
I_c	0 - 0,25	0,25 - 0,5	0,5 - 0,75	0,75 - 1	> 1

2.3.4 Índice de vazios

A um determinado tipo de solo, corresponde uma determinada curva granulométrica, sendo que a uma determinada arrumação de partículas se lhe associa um determinado índice de vazios e , que apenas variará entre os valores de e_{min} e e_{max} , segundo os distintos graus de compacidade que o solo apresente.

Para solos bem graduados o valor de e_{min} poderá atingir níveis menores, sendo que para solos mal graduados a gama de valores do índice de vazios é menor,

apresentando estes solos, mal graduados, um índice de vazios maior, estando este parâmetro diretamente relacionado com o peso volúmico seco do solo.

Em suma quanto mais bem graduado for o solo, menor será à priori o índice de vazios que este apresenta, sendo também fator preponderante deste parâmetro a forma das partículas do solo, que quando mais angulosas, pior arrumação permitirão ao esqueleto do solo e por conseguinte menor compactidade este apresentará.

No seu estado natural, o solo apresenta um determinado índice de vazios, associado ao seu historial de tensões, que mediante a sua curva granulométrica, se poderá refletir em um valor mínimo e máximo do seu peso volúmico seco.

Por norma, em solos mais recentes, observa-se um valor de índice de vazios mais elevado, sendo muitas vezes este valor superior à unidade, por exemplo aquando do processo de sedimentação ou aquando do nascimento dos solos finos, existindo situações em que o parâmetro poderá alcançar valores superiores à unidade, como nos casos de maciços sedimentares terrosos, de estruturas complexas, existentes por exemplo na cidade do México, em que não é rara a ocorrência do valor de índice de vazios quatro vezes superior à unidade.

Na natureza por norma a redução do índice de vazios está associada a deposição de novas camadas, ou mediante a transmissão de vibrações transmitidas pelos sismos.

Neste contexto surge a definição do índice de compactidade, que representa a posição do índice de vazios natural, no intervalo da gama de valores extremos que esta grandeza pode ter para um determinado tipo de solo, sendo este índice definido pela expressão:

$$I_D = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 (\%) \quad 2.8$$

vindo o parâmetro definido entre os 0 % e os 100 %.

O índice I_D (%), denota assim a maior ou menor suscetibilidade que o solo tem, relativamente a deformações volumétricas quando solicitado, a sua sensibilidade à compressão, sendo que nos casos de maciços terrosos artificiais, nos casos de aterro, é importante saber e controlar a compactidade que se lhe pode conferir, sendo que por norma, neste contexto, se efetua o controlo da curva granulométrica do solo, sendo comumente realizados os ensaios Proctor e CBR.

2.4 Classificação unificada de solos

Na presente tese, no procedimento de nomenclatura dos solos A e B, fez-se recurso ao Sistema Unificado de Classificação de Solos.

A classificação referida faz uso das características basilares do solo já abordadas, nomeadamente, a composição granulométrica e os limites de consistência do solo.

Esta classificação, desenvolvida pelo engenheiro Artur Casagrande, objetiva a aptidão do solo para aterro de estradas, aeródromos, entre outras obras de engenharia, classificando os solos em 3 grandes grupos, solos grossos, *coarse-grained soils*, solos finos, *fine-grained soils* e turfas, *highly organic soils*.

Neste sistema, cada tipo de solo é designado por duas letras, que definem um índice de grupo, sendo estas expressas individualmente no quadro 2.8, que por se julgar conveniente se apresentam nos seus termos originais.

Quadro 2.8 Letras e designações utilizadas na classificação unificada ASTM D 2487-98

Letra	G	S	M	C	O	P	W	H	L
Definição	Gravel	Sand	Silt	Clay	Organic	Poorly graded	Well graded	High plasticity	Low plasticity

Vindo assim o solo definido por duas letras, sendo a primeira relativa à fração dominante da curva granulométrica, e a segunda referente a uma descrição complementar do solo, dando assim origem às designações que se apresentam nos quadros 2.9, para solos grossos e 2.10, para solos finos, onde se poderão observar os diferentes símbolos de grupo e respetivas designações associadas, carecendo o correto procedimento de nomenclatura, consulta da informação complementar que aos quadros se associa.

Quadro 2.9 Sistema Unificado de Classificação de Solos relativo a solos grossos.

Solos Grossos % retida #200 >50%	Cascalho % cascalho > % areia	% finos <5	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Cascalho bem graduado (1)
			$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$	GP	Cascalho mal graduado (1)
		5 ≤ % finos ≤ 12	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ + finos ML ou MH	GW-GM	Cascalho bem graduado com silte (2)
			$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ + finos CL ou CH ou CL-ML	GW-GC	Finos CL ou CH, Cascalho bem graduado com argila (2); Finos CL-ML, Cascalho bem graduado com argila siltosa (2)
			$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$ + finos ML ou MH	GP-GM	Cascalho mal graduado com silte (2)
			$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$ + finos CL ou CH ou CL-ML	GP -GC	Finos CL ou CH ; Cascalho mal graduado com argila (2) Finos CL-ML ; Cascalho mal graduado com argila siltosa (2)
		% finos >12	Finos ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (1)(*)
			Finos CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (1)(*)
			Finos CL-ML	GC-GM	Cascalho argilo-siltoso (1)(*)
		Areia % areia ≥ % cascalho	% finos <5	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	SW
	$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$			SP	Areia mal graduada (3)
	5 ≤ % finos ≤ 12		$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ + finos ML ou MH	SW-SM	Areia bem graduada com silte (4)
			$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ + finos CL ou CH ou CL-ML	SW-SC	Finos CL ou CH: areia bem graduada com argila (4) Finos CL-ML: areia bem graduada com argila siltosa (4)
			$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$ + finos ML ou MH	SP-SM	Areia mal graduada com silte (4)
			$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ ou $C_c > 3$ + finos CL ou CH ou CL-ML	SP-SC	Finos CL ou CH: areia mal graduada com argila (4) Finos CL-ML: areia mal graduada com argila siltosa (4)
	% finos >12		Finos ML ou MH	SC	Areia argilosa (3) (*)
			Finos CL ou CH	SM	Areia siltosa (3) (*)
			Finos CL-ML	SC-SM	Areia argilo-siltosa (3) (*)

(*) Se os finos são orgânicos, juntar finos orgânicos

C_u , coeficiente de uniformidade, $\frac{D_{60}}{D_{10}}$, $1 \leq C_c \leq 3$, bem graduado

C_c , coeficiente de curvatura $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, $4 \leq C_u \leq 6$, bem graduado.

Quadro 2.10 Sistema Unificado de Classificação de Solos relativo a solos finos.

Solos Finos % retida #200 ≤ 50%	Inorgânicos $\frac{w_L (seco\ em\ estufa)}{w_L (sem\ secagem)} \geq 0,75$	Siltes e Argilas $w_L < 50\%$	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima	CL	se %retida no #200 ≤ 15: argila magra se 15 < %retida no #200 < 30: argila magra (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila magra (7)(8)(9)(10)
			4 ≤ IP ≤ 7 e situa-se na linha A ou acima	CL-ML	se %retida no #200 ≤ 15: argila siltosa se 15 < %retida no #200 < 30: argila siltosa (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila siltosa (7)(8)(9)(10)
			IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A	ML	se %retida no #200 ≤ 15: silte se 15 < %retida no #200 < 30: silte (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: silte (7)(8)(9)(10)
		Siltes e Argilas $w_L \geq 50\%$	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima	CH	se %retida no #200 ≤ 15: argila gorda se 15 < %retida no #200 < 30: argila gorda (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila gorda (7)(8)(9)(10)
			4 ≤ IP ≤ 7 e situa-se na linha A ou acima	CH-MH	se %retida no #200 ≤ 15: argila gorda siltosa se 15 < %retida no #200 < 30: argila gorda siltosa (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: argila gorda siltosa (7)(8)(9)(10)
			IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A	MH	se %retida no #200 ≤ 15: <u>silte elástico</u> se 15 < %retida no #200 < 30: silte elástico (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: silte elástico (7)(8)(9)(10)
	Orgânicos $\frac{w_L (seco\ em\ estufa)}{w_L (sem\ secagem)} < 0,75$	Siltes e Argilas $w_L < 50\%$	OL	se %retida no #200 ≤ 15: silte orgânico se 15 < %retida no #200 < 30: silte orgânico (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: silte orgânico (7)(8)(9)(10)	
		Siltes e Argilas $w_L \geq 50\%$	OH	se %retida no #200 ≤ 15: argila orgânica se 15 < %retida no #200 < 30: argila orgânica (5)(6) se %retida no #200 ≥ 30: % areia ≥ % cascalho - % areia ≥ 15 - argila orgânica (7)(8)(9)(10)	
	Principalmente matéria orgânica: cor escura e odor orgânico		PT	turfa	

- (1) Se o solo contém % areia < 15%, juntar "com areia"
 (2) Se o solo contém % areia ≥ 15%, juntar "e areia"
 (3) Se o solo contém % cascalho < 15%, juntar "com cascalho"
 (4) Se o solo contém % cascalho ≥ 15%, juntar "e cascalho"
 (5) Se % areia ≥ % cascalho juntar "com areia"

- (6) Se % cascalho > % areia juntar "com cascalho"
 (7) Se % areia ≥ % cascalho e % areia ≥ 15% juntar "arenosa/o"
 (8) Se % areia ≥ % cascalho e % areia < 15% juntar "e areia"
 (9) Se % cascalho > % areia e % cascalho ≥ 15%, juntar "cascalhenta/o"
 (10) Se % cascalho > % areia e % cascalho < 15% juntar "e cascalho"

Da observação dos quadros 2.9 e 2.10, verifica-se que o critério que separa os solos finos dos solos grossos é a percentagem ponderal retida no peneiro #200, peneiro que faz a separação entre os solos finos e grossos, sendo que em rigor, a denominação de solo fino é atribuída a um solo cuja curva granulométrica tem mais de 50 % de passados no referido peneiro.

Quando mais de 50 % do solo é composto por material grosso, o segundo critério de classificação tem em atenção se os grossos são maioritariamente constituídos por areia ou cascalho, sendo o peneiro #10, de malha 2 mm, que faz a separação da designação destes inertes.

A percentagem de finos define o terceiro critério, sendo o quarto critério definido pelos coeficientes C_U , e C_C , onde se observa se o solo é bem ou mal graduado, sendo este quarto critério acompanhado do tipo de finos constituintes do solo, sendo que para esta última observação se deverá atender à informação complementar anexa aos quadros 2.9 e 2.10, podendo assim a designação do solo vir acompanhada de descrição complementar.

Quando os inertes do solo são maioritariamente constituídos por finos, partículas passadas no peneiro #200, de malha 0,075 mm, terá primeiramente que se observar se o solo é orgânico, sendo que para tal observação seja possível, terá que ser efetuado o quociente entre o valor do limite de liquidez seco em estufa, e o mesmo sem secagem, sendo o próximo critério obtido através da observação do valor do limite de liquidez do solo w_L , pelo que se deverá observar se este é maior ou menor que 50 %, relembrando que este último parâmetro w_L (%), reflete o teor em água que o solo apresenta aquando da consideração do início de comportamento líquido do mesmo, definido tecnicamente como o teor em água que o solo apresenta quando para 25 pancadas o sulco de solo na concha de Casagrande se fecha na extensão de aproximadamente meia polegada.

O próximo critério a observar-se relativamente aos solos finos será o valor de I_p , e a observação da carta de plasticidade de Casagrande, onde se deverá marcar o ponto definido em abcissa pelo limite de liquidez do solo e em ordenada, o índice de plasticidade do mesmo, ficando assim definida a nomenclatura do solo que tal como para os solos grossos, deverá ser acompanhada de designação complementar, mediante consulta da informação anexa aos quadros 2.9 e 2.10.

Em forma de expedita consulta, poderá observar-se o quadro 2.11, onde se resumem os 4 passos necessários para a correta atribuição da designação ao solo, sendo que ao correto procedimento de nomenclatura do solo, acresce por norma a necessidade de consulta dos pontos (1) a (10), anexos ao quadro 2.10.

Verifica-se assim, que após a obtenção da curva granulométrica, no processo de nomenclatura de um solo grosso, solo com mais de 50 % de retidos no peneiro

#200, se deverá observar a percentagem de retidos ou passados no peneiro #10, se determina C_u e C_c , sendo por fim observada a percentagem de finos no solo aquando de sua existência.

Já para os solos finos, após comum recurso ao peneiro #200, verifica-se se o solo é ou não orgânico, atende-se aos valores dos parâmetros w_L (%), e I_p (%), fazendo-se por fim recurso da carta de Casagrande, de consulta comum a ambos tipos de solo, sendo esta consulta obviamente mais relevante para os solos finos.

Quadro 2.11 Passos a que se deverá observar na classificação de solos finos e grossos.

Solo grosso		% retina # 200	Solo fino	
> 50%		1	≤ 50%	
% # 10		2	Orgânico / não orgânico	
% finos		3	w_l	
C_u	C_c	Tipo de finos	4	
			IP	

Na carta de plasticidade de Casagrande, presente na figura 2.10, estão definidas as áreas relativas às diferentes designações atribuídas aos finos do solo.

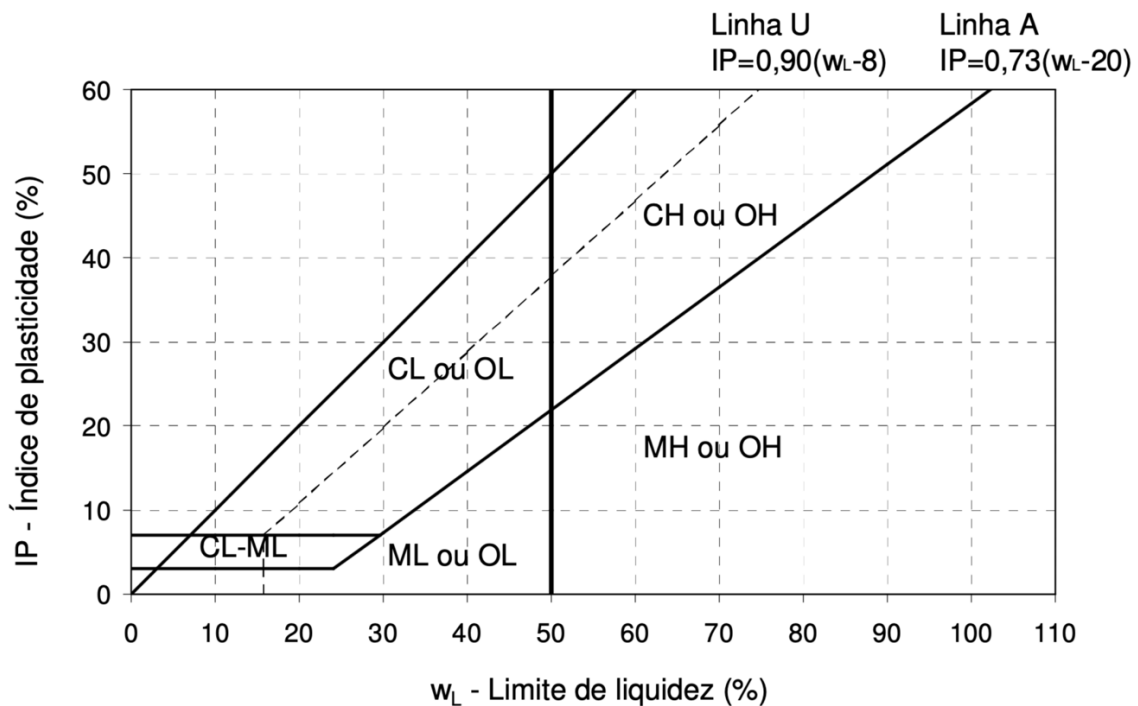


Figura 2.10 Carta de plasticidade de Casagrande.

Após o exposto, é de todo oportuno o apresentar das características mecânicas de maior interesse para cada tipo de solo, podendo estas ser observadas no quadro 2.12.

Quadro 2.12 Nomenclatura, propriedades e tendências de comportamento do solo quando utilizado em aterro.

Símbolo	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
GW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
GP	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
GM	Semipermeável a Permeável	Boa	Desprezável	Boa
GC	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
SW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
SP	Permeável	Boa	Muita baixa	Razoável
SM	Semipermeável a Impermeável	Boa	Baixa	Razoável
SC	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Razoável
ML	Semipermeável a Impermeável	Razoável	Média	Razoável
CL	Impermeável	Razoável	Média	Boa a razoável
OL	Semipermeável a Impermeável	Má	Média	Razoável
MH	Semipermeável a Impermeável	Razoável a má	Alta	Má
CH	Impermeável	Má	Alta	Má
OH	Impermeável	Má	Alta	Má
Pt				

2.4.1 Classificação dos solos A e B segundo sistema unificado

No contexto do apresentado, e por forma a melhor contextualizar os solos A e B no referido, será apresentado neste ponto o processo de designação técnica dos solos ensaiados.

A observação da curva granulométrica relativa ao solo A, já anteriormente apresentada na figura 2.8, permite verificar que apenas uma percentagem entre os 25 % e os 30 % do solo é constituída por finos, reportando-se conseqüentemente o solo A, à designação de solo grosso.

Neste contexto, importa referir que segundo a norma (NP-143, 1969), norma aplicável a solos com plasticidade, se refere que a determinação do limite de liquidez é somente aplicável a solos com pelo menos cerca de 30 % em percentagem ponderal de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm, ou seja partículas de solo já do domínio da sedimentação, mais na mesma se refere, que solos predominantemente arenosos, mesmo para os quais o ensaio é possível, este perde o seu significado, constatando-se assim que o solo A, estará no limite de ser ensaiado no contexto do ensaio edométrico, no entanto, in situ, era possível observar significativa plasticidade e a elevada quantidade de finos deste solo, como se poderá observar nas figuras 2.11 a) e b), e como tal, devido também à escassa ocorrência destes solos na região se decidiu proceder a ensaio.



Figura 2.11 a) Recolha das amostras indeformadas; b) Medição da profundidade a que as amostras foram recolhidas.

Do exposto, importa referir que “o processo de descrição e identificação do solo começa em campo, sendo que deverá ser o mais padronizado possível”. (Coelho, 1996).

Devido à significativa percentagem de finos presentes no solo, os coeficientes de curvatura C_c , e de uniformidade C_u , tal como já anteriormente observado não têm significado.

Quadro 2.13 Constituição em percentagem ponderal dos inertes constituintes do solo A.

Finos	Areia	Cascalho
25 %	37,5%	37,5 %

Seguindo o procedimento de classificação no exposto no ponto anterior, virá para o solo A, que:

- % retida #200 > 50 % → solo grosso;
- % areia > % cascalho; → areia;
- % finos > 12% , consultando a tabela relativa aos finos
 - Não orgânicos
 - $w_L = 25\% < 50\%$
 - $IP = 12 > 7$, *observando a carta de plasticidade de Casagrande*
 - Ponto acima da linha A, finos CL, *voltando para a tabela de grossos*
- Designação atribuída referente a solo SM, areia siltosa, ou silty sand.

sendo a granulometria do solo B, construída em laboratório, com 100 % de passados no peneiro #10, de malha 2 mm, para que se possa efetuar de forma aproximada a sua classificação, dado não se ter efetuado o ensaio de peneiração e sedimentação a este solo, admite-se que a percentagem de solo retida no peneiro #200 é inferior a 50 %, facto este que não estará longe da verdade, mediante a observação das restantes características do solo.

Mediante este assumir, dar-se-á normal seguimento ao procedimento de classificação :

- % retida #200 $\leq 50\%$ → solo fino
- Não orgânico
- $w_L = 50\%$
- $IP = 15.4\% > 7\%$, *observando a carta de Casagrande*
 - Ponto situado a baixo da linha A
- Designação do solo, assumindo mais de 50% de finos
 - MH , silte de alta plasticidade ou *high plasticity silt*
 - *Estando na eminência de ser um solo ML*,
 - *Silte de baixa plasticidade ou low plasticity silt*

sendo que a designação porventura mais adequada para o solo B, seria a de um silte de mediana plasticidade, sendo possível mediante a consulta do quadro 2.14, a

observação das nomenclaturas relativas aos solos A e B, as suas principais características e apetências.

Quadro 2.14 Símbolo de grupo e propriedades dos solos A e B.

Símbolo	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
SM	Semipermeável a Impermeável	Boa	Baixa	Razoável
MH	Semipermeável a Impermeável	Razoável a má	Alta	Má
ML	Semipermeável a Impermeável	Razoável	Média	Razoável

No quadro 2.14, estão presentes os símbolos de grupo a que os solos pertencem, sendo que no processo de classificação de solos, nem sempre existe informação complementar que aos solos se associe.

Expostos no quadro 2.14, por conveniência, julgou-se por bem apresentar dois grupos de classificação referentes ao solo B, dado o ponto situado na carta de plasticidade relativo a este solo, estar na fronteira entre os grupos MH e ML.

Já em ensaio, e como se verá em detalhe no capítulo 5, a característica que mais se evidencia das presentes no quadro 2.14, é de facto a baixa compressibilidade do solo A, e a substancial superior compressibilidade do solo B.

No quadro 2.15, poderá assim ser observada a designação atribuída aos solos ensaiados.

Quadro 2.15 Denominação dos solos A e B, segundo USCS.

Solo A	Solo B
Símbolo de grupo	
SM	MH
Nome do grupo	
Areia siltosa <i>Silty sand</i>	Silte de elevada plasticidade <i>high plasticity silt</i>

2.5 Breves notas sobre assentamentos

Dos três tipos de assentamento relatados na bibliografia da especialidade, o valor do assentamento distorcional, aquele que se obtém da divisão do valor do assentamento diferencial pelo valor do vão l , entre pórticos, é o melhor indicador das consequências que as rotações induzidas pelos assentamentos do solo provocam nas estruturas. (Berberian, 2010).

Por norma os assentamentos mais graves ocorrem em vãos curtos, ou seja, em pórticos de elevada rigidez, e conseqüentemente, com pouca tolerância a deformações.

As distorções resultantes do assentamento diferencial estarão assim relacionadas com danos estruturais para distorções da ordem de 1/150, e a estados limites de utilização, por norma para distorções da ordem de 1/500 a 1/2000, sendo visíveis as rotações para distorções de 1/250, e verificando-se por norma fendilhação para distorções de 1/600. (Martins, 2002).

Na figura 2.12, poderá observar-se a fissuração da parede de enchimento do pórtico, devido à tensão de tração existente no material de enchimento, provocada pelo maior valor de assentamento da fundação esquerda do pórtico esquematizado.

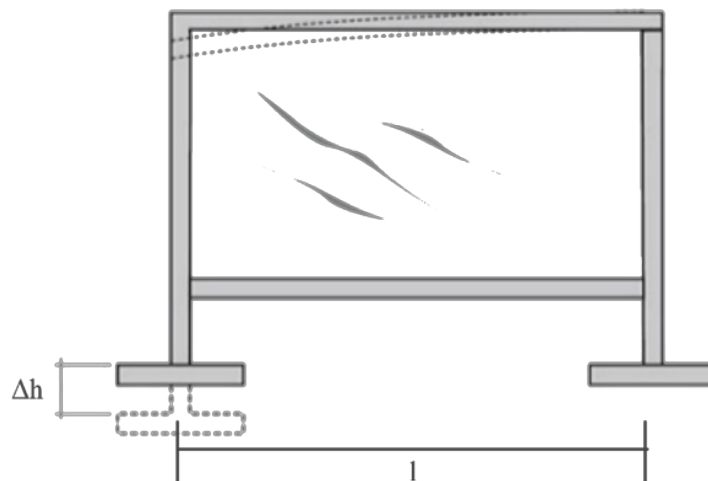


Figura 2.12 Assentamento diferencial Δh , entre dois pilares constituintes de um pórtico.

A rotura e a deformação excessiva do solo de fundação deverá ser sempre precavida em qualquer tipo de maciço, sendo os maciços sedimentares argilosos especialmente sensíveis ao fenómeno, devido sobretudo à elevada capacidade de retenção de água na sua estrutura, associada a expressivas variações volumétricas do solo relativas ao processo de consolidação.

Nas edificações assentes em maciços constituídos por sedimentos, verifica-se muitas vezes a existência de anomalias estruturais comparativamente com as

observadas em edificações erigidas sobre solos residuais, solos que ocupam o local das formações rochosas subjacentes, sendo que por norma uma abundante ocorrência de solos finos, siltes e argilas, deverá requerer intervenção de um engenheiro geotécnico experiente.

Qualquer obra que no solo se edifique transmite ao solo uma determinada tensão, que segundo a particular lei constitutiva deste, se repercutirá em uma determinada deformação, que no caso dos solos finos se efetuará em períodos de tempo mais ou menos dilatados.

No contexto do comportamento mecânico dos solos, a existência de água, em repouso ou em percolação é um fator muito preponderante no comportamento mecânico destes, sendo que em movimento nele induz tensões que podem levar ao colapso da sua estrutura. (Fernandes, 2016).

2.6 Considerações finais

Pelo exposto neste capítulo a determinação dos parâmetros físicos basilares do solo, nomeadamente os seus índices físicos, a sua curva granulométrica, e os limites de plasticidade, no caso de no solo existir significativa percentagem de finos, deverá preceder à caracterização mecânica do mesmo.

Observe-se ainda, que à prévia caracterização física referida, poderá o solo, em laboratório ou preferencialmente insitu, ser descrito e caracterizado nomeadamente através das suas características organoléticas, (Coelho, 1996), pelo que tal descrição demanda experiência do técnico de campo ou de laboratório, podendo assim o solo ser descrito pela sua cor, odor, textura, forma dos grãos, compacidade, plasticidade, entre outras características, sendo que tal descrever deverá ser "objetivo e padronizado, para que não se corram riscos de má interpretação por terceiros." (Coelho, 1996), (ABNT-NBR-7250, 1982).

Mediante o descrito, após a identificação e descrição em campo e em laboratório das características organoléticas e físicas do solo, aquando de acuidade em tal descrever, "poderá de forma qualitativa antever-se o comportamento mecânico que o solo evidenciará em ensaio", (Fernandes, 2016), sendo que as etapas referidas, a identificação e descrição do solo, a determinação dos seus índices físicos, deverão seguir os procedimentos normativos nos quais se inserem.

Tendo sido abordados os dois grandes grupos de solos, em que a geotecnia mais incide, nomeadamente os solos transportados ou sedimentares, e os solos residuais, tendo-se obviado as principais características de cada um destes grupos, e tendo sido efetuado o descrever das suas diferentes tendências comportamentais,

apraz de novo afirmar que assim como a compacidade do maciço residual está para a antevisão do comportamento deste solo, o teor de humidade afeto ao índice de vazios do solo fino, permite de igual forma antever o comportamento mecânico deste solo, dada a implicância, que na consideração da condição saturada e não saturada, existe entre o teor de humidade do solo e a plasticidade que este evidencia. (Carvalho, et al., 2015).

Pelo exposto, haverá parâmetros descritivos afetos a ambos solos, sendo que alguns não são aplicáveis a um determinado grupo de solo, ou se aplicáveis são pouco ilustrativos de determinada tendência do seu comportamento, havendo outros, como os acima descritos, a que se deverá atender com maior cuidado.

Por fim, importa referir que a correta determinação dos índices físicos do solo, se repercutirá numa correta classificação do mesmo, chamando-se a atenção de que algumas etapas referentes aos procedimentos normativos afetos aos ensaios, são de uma delicadeza excepcional, e que o seu bom entendimento, requer boa conceção teórica dos fenómenos implicados.

CAPÍTULO 3 ESTADOS DE TENSÃO

3.1 Estado de tensão nos maciços terrosos

Sendo a problemática do assentamento tema essencial do âmbito da geotecnia, que segundo (Fernandes, 2016), decorre da necessidade de estimar os assentamentos em estruturas ou elementos estruturais, o presente capítulo faz uma exposição acerca do incremento de tensão que ocorre em um determinado ponto do maciço, dada a relação direta que este incremento tem com o valor estimado para o assentamento.

Sendo as tensões afetas ao maciço, as tensões geostáticas e as induzidas por fundações superficiais, a elas se lhe fará referência no contexto do estudo efetuado, com especial enfoque no desenvolvimento em profundidade do valor da tensão vertical efetiva $\Delta\sigma_z$, à qual se lhe dedica grande parte do presente capítulo.

A tensão a que os maciços estão sujeitos em estado de repouso é denominada de tensão geostática, sendo para sua obtenção bastará multiplicar o valor do peso volúmico do solo, pelo valor da profundidade em metros a que se pretenda fazer tal determinação, sendo que quando o maciço se encontra submerso ao valor da tensão determinada se deverá descontar o valor da impulsão, podendo as expressões afetas ao considerado, ser observadas nos seguintes pontos: (Fernandes, 2016).

- Tensão vertical de repouso

$$\sigma_{v0} = \gamma z \quad 3.1$$

- Pressão da água nos poros

$$u_0 = \gamma_w z \quad 3.2$$

- Pressão efetiva vertical de repouso

$$\sigma'_{v0} = (\gamma - \gamma_w) \cdot z = \gamma' z \quad 3.3$$

No contexto da presente tese, e obviamente no contexto dos ensaios realizados, serão focadas as tensões principais desenvolvidas no maciço, nomeadamente o valor da tensão vertical efetiva σ'_{v0} , responsável à luz do ensaio edométrico pelo assentamento do solo, sendo deixadas para eventuais considerações e estudos futuros os ensaios relacionados com as tensões de corte.

Pelo exposto, convém referir, que se consideram iguais as tensões atuantes nas facetas verticais na consideração de num elemento tridimensional de volume de solo, sendo no entanto foco do estudo que se apresenta, o estado uniaxial e plano de tensão, sendo que neste último, o valor da tensão na faceta vertical depende do coeficiente de impulso em repouso k_0 , razão entre as tensões principais, expressa pelo quociente:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad 3.4$$

Na figura 3.1, poderão ser observadas as tensões principais, correspondentes às tensões de máxima e mínima magnitude, ocorrentes em volume infinitesimal de solo.

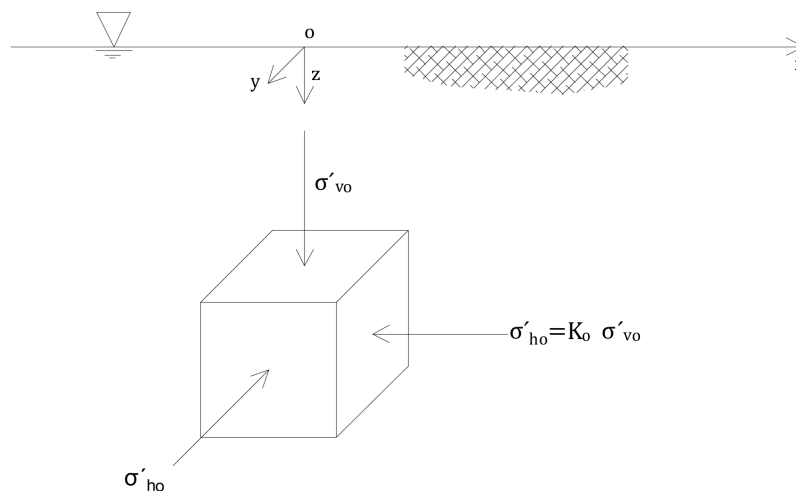


Figura 3.1 Tensões principais em um elemento infinitesimal de solo, inserido em maciço de superfície horizontal.

Sendo as expressões que se seguem, relativas ao valor da máxima tensão horizontal e horizontal efetiva.

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0 = K_0 \cdot \gamma' \cdot z + \gamma_w \cdot z \quad 3.5$$

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} = K_0 \cdot \gamma' \cdot z \quad 3.6$$

No contexto da presente tese, especial relevo poderá ser dado ao valor de k_0 , sendo que a cada tipo de solo corresponderá um determinado valor característico do parâmetro, que relacionado estará ao peculiar historial de tensões de cada maciço.

O valor de k_0 , poderá ser menor igual ou maior que a unidade, devendo a sua avaliação ser determinada insitu, verificando-se que no caso de maciços sedimentares normalmente consolidados o valor de K_0 , é inferior à unidade, normalmente próximo ao valor por norma afeto aos solos residuais de granito, de 0,5, podendo o parâmetro ser significativamente maior que a unidade em solos finos sobreconsolidados.

Para além do conhecimento de premissas basilares da mecânica de solos, importa ao engenheiro geotécnico ter ferramentas que lhe permitam obter uma estimativa do valor da tensão que diferentes tipos de fundações induzem nos maciços, para que se possa antever o valor do assentamento do solo, e assim definir o valor da tensão que as fundações deverão transmitir ao maciço, para que a tensão que nele se induz seja compatível com a sua capacidade portante, e não se repercuta em valores significativos de assentamento.

Assim, e segundo a lei de Hooke, conhecendo as constantes elásticas do maciço, lei constitutiva do solo, e o valor da tensão que nele se induz, tensão vertical relativa ao centro de cada camada de solo, será possível conhecer o valor das extensões associadas, que poderá ser expresso para o estado uniaxial de tensão de forma simplificada pela expressão:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad 3.7$$

Importa aqui referir, que os parâmetros do solo, relativos aos índices físicos, índices de plasticidade e curva granulométrica, tratados no capítulo 2 da presente tese, deverão de forma qualitativa permitir o avaliar do comportamento do solo quando solicitado, tendo sido tal consideração já efetuada.

Mais se salienta, que nos solos finos, o valor da tensão induzida no solo, é comumente suportada pelo seu esqueleto sólido e por um acréscimo do valor da tensão neutra, que tende a se dissipar com o tempo, transferindo de forma progressiva o valor da tensão solicitante, para o seu esqueleto sólido, fenómeno que se define por consolidação, que seguidamente se expõe de forma algo mais concreta.

O conceito de consolidação, definido em 1925, pelo engenheiro considerado como pai da mecânica dos solos, Karl von Terzaghi, relata a forma de como a tensão induzida no maciço, no contexto de solos finos e saturados, é inicialmente totalmente suportada pelo incremento da tensão neutra, existindo após carregamento, progressiva transferência do valor desta tensão para o esqueleto sólido do solo, e

consequente diminuição de volume do mesmo, sendo a velocidade de transferência de tensão para o esqueleto sólido, proporcional à permeabilidade vertical do estrato, dada a situação de confinamento lateral considerada.

Neste contexto, algumas considerações associadas ao fenómeno, serão seguidamente expostas.

Em mecânica dos solos as tensões de compressão são consideradas positivas, podendo o valor da pressão neutra ser determinada com recurso a piezómetro, sendo a força desta pressão definida pela expressão:

$$U = u \, dx \, dy \quad 3.8$$

A força efetiva instalada em uma determinada secção horizontal do maciço N'_z , é assim definida pela expressão:

$$\frac{N'_z}{dx \, dy} = \frac{N_z}{dx \, dy} - \frac{U}{dx \, dy} \quad 3.9$$

sendo N_z , a força resultante do incremento de tensão à superfície.

Podendo o mesmo ser descrito de forma mais simplificada em termos de tensões pela expressão :

$$\sigma = \sigma' + u \quad 3.10$$

Importa ainda ressaltar, que o valor da tensão neutra no solo se refere na presente tese à tensão hidrostática e não hidrodinâmica, e que o valor das tensões de corte que no solo se desenvolvem, são inteiramente suportadas pelo esqueleto sólido do solo, uma vez que a água não equilibra tensões de corte.

Considera-se ainda apropriado dizer, que a deformação do solo resulta de escorregamentos ou deslocamentos entre as partículas, sendo que quanto maior for o seu ângulo de atrito, maior será o atrito entre as partículas, pelo que maior será a sua resistência.

Julga-se assim fundamental lembrar alguns conceitos basilares da mecânica de solos relativos ao elemento infinitesimal de solo.

Na figura 3.2, poderá ser observada, a forma como em mecânica de solos se retrata o estado plano de tensão de um elemento infinitesimal de solo.

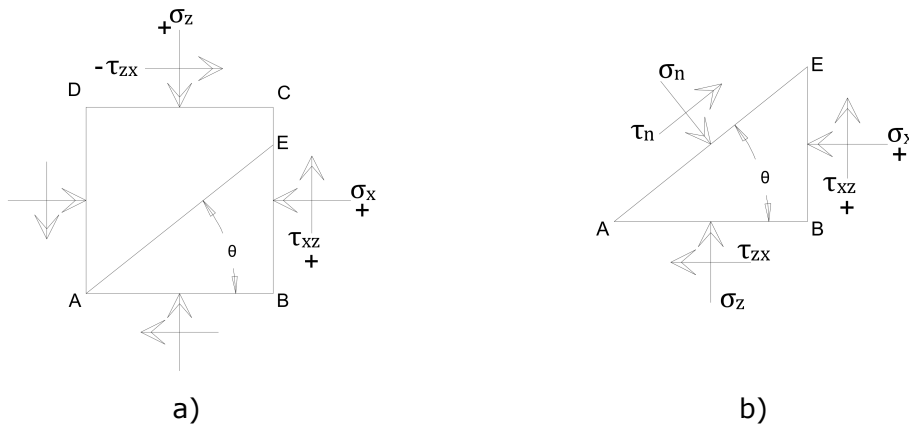


Figura 3.2 a) e b) Representação do estado plano de tensão em um elemento infinitesimal de solo.

A figura 3.2 permite assim a observação de que:

- as tensões de compressão são positivas;
- as tensões de corte são positivas se fazem girar o elemento de solo no sentido anti-horário;
- tensões de corte convergente são da mesma magnitude;
- poderá ser determinada a tensão normal e de corte em qualquer faceta do elemento com orientação θ , relativamente à horizontal;
- o primeiro valor do índice da tensão de corte diz respeito à faceta em que a força atua;
- o segundo índice da tensão de corte diz respeito à direção de atuação da força.

Podendo o valor das tensões normais e tangenciais ser determinado para qualquer faceta, de orientação teta θ , com a horizontal, do elemento infinitesimal, recorrendo às equações:

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \cdot \cos 2\theta + \tau_{xz} \sin 2\theta \quad 3.11$$

$$\tau_{\theta} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \cdot \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \quad 3.12$$

Salienta-se ainda que para facetas paralelas, e portanto com a mesma orientação teta θ , os valores das tensões normais e tangenciais não variam.

Na figura 3.3 poderão ser observadas três facetas do elemento infinitesimal, sendo que a todas corresponderá o mesmo valor de tensões referido.

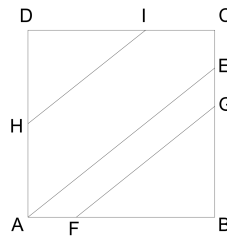


Figura 3.3 Facetas paralelas com iguais valores de tensão.

Assim, para um determinado valor de tensão aplicada ao elemento infinitesimal de solo, o valor das tensões existentes em uma determinada faceta, dependerá unicamente do ângulo que a mesma faz com o a horizontal, e uma vez que a facetas paralelas corresponde o mesmo ângulo com a horizontal, o valor das tensões nelas existentes será idêntico, sendo denominado de plano principal de tensões aquele em que a componente tangencial é nula, sendo que a faceta com orientação ortogonal a esta, será respeitante à faceta de mínima tensão.

O valor da tensão máxima e mínima, que se desenvolve no elemento infinitesimal de solo, e o correspondente valor da orientação da faceta mais solicitada, poderá, para cada caso, no estado plano de tensão, ser determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad 3.13$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad 3.14$$

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x} \quad 3.15$$

Na figura 3.4, poderá observar-se um exemplo, para uma orientação genérica, relativa aos valores principais de tensão.

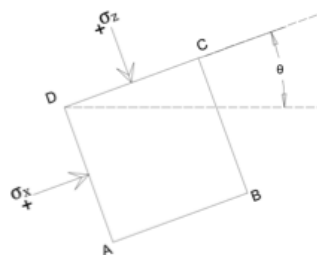


Figura 3.4 Orientação de uma faceta sem tensões de corte.

As expressões apresentadas até aqui, que permitem a determinação dos valores de tensão mínima, máxima, e as ocorrentes em uma determinada orientação, são providas da construção geométrica do círculo de Mohr, podendo estes parâmetros nele ser determinados.

Na consideração do estado plano de tensão, estado de comum recurso no âmbito da mecânica dos solos, para o plano principal de tensões é definido que:

- σ_1 , valor da tensão principal;
- $\sigma_2 = \sigma_3$, valores de tensão mínima, cuja orientação é perpendicular à orientação relativa a σ_1 , para valores do coeficiente de impulso em repouso K_0 , inferiores à unidade;
- é nula a tensão de corte atuante nas facetas definidas pelos valores de tensão mínima e máxima.

Na figura 3.5, está representado o círculo de Mohr, onde em abcissas se representa o valor da tensão normal e em ordenada o valor da tensão tangencial, sendo que a um determinado ponto deste círculo corresponderá um par ordenado destas tensões.

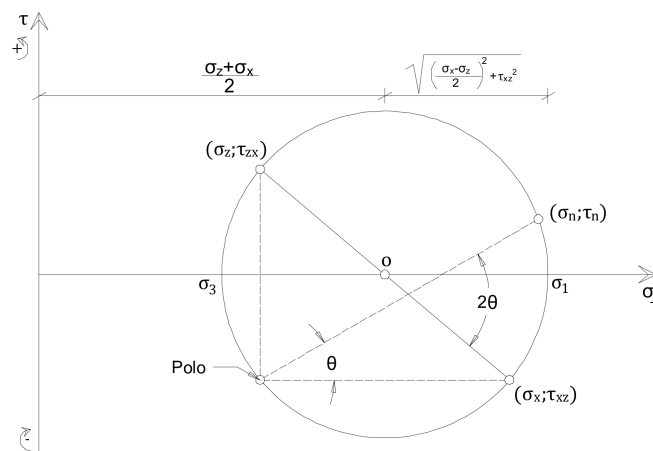


Figura 3.5 Círculo de Mohr.

O círculo de Mohr fica assim definido pelo valor destas tensões em facetas ortogonais, sendo que a cada diagonal se associa o valor das tensões normais e tangenciais em facetas perpendiculares.

Relativamente aos invariantes, valores constantes, cuja magnitude não depende da orientação definida para os eixos do elemento de solo, estes são definidos pelo valor da tensão média de compressão a que o solo está sujeito, e pelo valor de

cutre máximo no solo, definida pelo valor do raio do círculo trigonométrico, sendo os invariantes definidos pelas expressões:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad 3.16$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad 3.17$$

Relembrando que as tensões de cutre em facetas perpendiculares e concorrentes são de igual magnitude e sinal contrário.

Na figura 3.5, para além da observação do valor dos invariantes de tensão, observa-se a construção geométrica associada à determinação do valor das tensões normal e de cutre para uma faceta de orientação teta θ .

Para tal determinação, deverá ser encontrado o polo do círculo de Mohr, através do desenhar de retas que passem nos pontos de tensão que definem o círculo de Mohr, com a orientação relativa às facetas nas quais atuam, formando estas, entre si um ângulo de 90º graus, resultando de sua interceção o polo do círculo de Mohr.

Após esta determinação, desenhando uma reta com origem neste ponto, com orientação teta θ , de interesse, ao ponto de interceção desta com o círculo de Mohr corresponderá o valor das tensões actantes em uma faceta com a orientação teta θ , definida.

O procedimento acima relatado, será válido para qualquer orientação definida para o elemento infinitesimal de solo, sendo que sempre se deverá ter em atenção que no círculo de Mohr, as orientações deverão ser sempre relativas à horizontal.

3.2 Tensões induzias

3.2.1 Equações de equilíbrio de tensões

Como já referido, aquilo que no solo se edifica, altera o estado de tensão do maciço, pelo que importa saber qual o valor de tensão que uma determinada fundação lhe induz, sendo que ao estado de tensão de repouso se lhe vai adicionar um estado de tensão induzido, sendo neste contexto o solo tratado como um meio semi-indefinido, isotrópico e apenas limitado por um plano horizontal.

O valor das tensões induzidas no maciço, envolve uma formulação matemática complexa, que implica a resolução de um sistema de equações diferenciais, nomeadamente:

- equações de equilíbrio de tensões no interior e na fronteira do elemento;
- equações de compatibilidade de deformação;
- equações constitutivas, que relacionam as tensões com as deformações.

Sendo, como já considerado, positivas, as tensões de compressão no elemento de solo. Na figura 3.6, poderão ser observadas as tensões que se desenvolvem em um elemento tridimensional de solo de superfície horizontal, sendo que para a determinação da forma como este se deforma, será necessário atender às equações enunciadas.

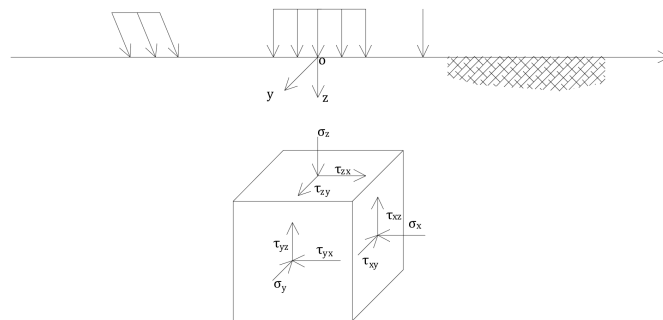


Figura 3.6 Tensões normais principais e de corte num elemento infinitesimal de solo.

Segundo (Barros, 2004), a tensão pode variar de ponto para ponto no interior de um corpo, e ainda com a orientação do plano que passa por esse ponto, conceito matemático que permite determinar se esse corpo satisfaz os critérios de segurança exigidos, isto é, se a tensão máxima instalada é inferior à que o material resiste.

3.2.2 Equações de compatibilidade de deformação.

O equilíbrio na superfície do elemento, situação de condição de fronteira, coincide com o valor da solitação de superfície, sendo que cada problema específico tem a si associadas determinadas condições de fronteira.

As condições de compatibilidade de deformação estão relacionadas com extensões lineares e distorções angulares do elemento infinitesimal, cujas propriedades são admitidas como extrapoláveis para todo o meio terroso, tido como homogêneo e elástico.

Assim, o deslocamento de um qualquer ponto interno está associado a um vetor (u, v, w) , com componentes paralelas aos eixos principais (xx, yy, zz) , ou seja a

uma extensão, associadas também a distorções, ambas consideradas no domínio dos pequenos deslocamentos, associadas a equações de continuidade que asseguram a não sobreposição e a não criação de vazios no elemento. (Fernandes, 2016).

3.2.3 Leis constitutivas, equilíbrio entre tensões e deformações

A solução do sistema de equações referido em 3.2.1, necessita das específicas equações constitutivas do material, ou seja, as equações que descrevem a forma particular como cada material reage quando solicitado.

Atualmente, na grande maioria das situações de projeto, são utilizados modelos de comportamento simplificado e conservativo, relativamente aquilo que em laboratório se observa, sendo comumente admitidos em projeto, os comportamentos, elástico linear, elástico não linear, elástico perfeitamente plástico entre outros.

Como se verá mais à frente no presente trabalho, nomeadamente no capítulo 5, o comportamento de um solo fino saturado em carga é altamente não linear, com resposta viscosa à solitação mecânica, sendo admitido o comportamento elástico apenas para níveis de tensão muito reduzidos. (Berberian, 2010).

No contexto da caracterização reológica dos materiais, nas figuras 3.7 e 3.8, poderá ser observado o comportamento reológico dos solos A e B, apresentados no capítulo 2, onde se evidencia o comportamento altamente não linear e viscoso dos mesmos.

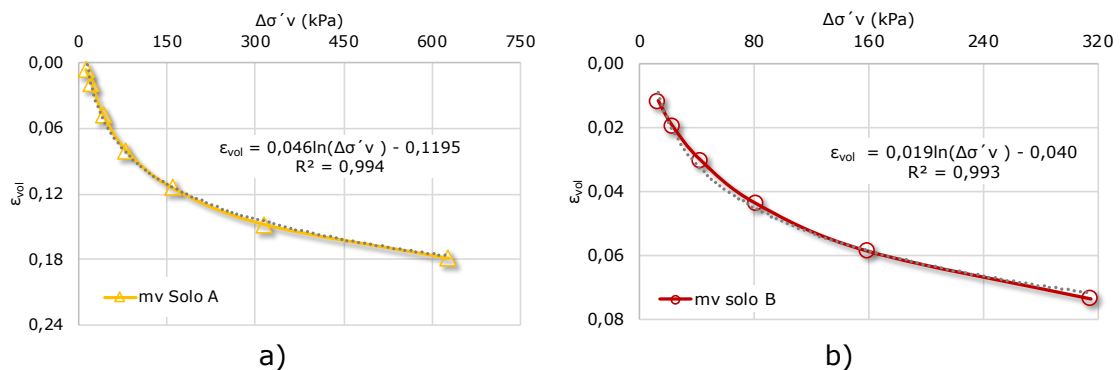


Figura 3.7 Coeficientes de compressibilidade volumétrica m_v , : a) Sola A; b) Solo B.

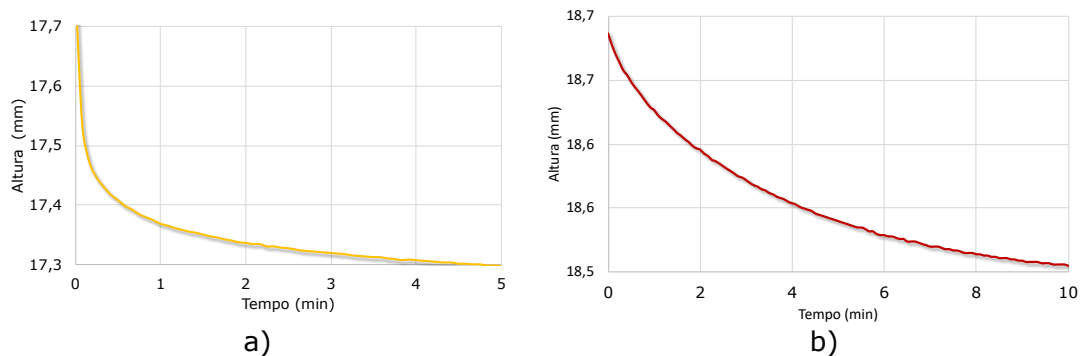


Figura 3.8 Comportamento viscoso dos solos A e B relativo ao patamar 315 kPa.

Sendo porventura a forma mais adequada de descrever o comportamento mecânico de um solo plástico, como de não linear, viscosa, e com endurecimento.

O peculiar comportamento destes solos, será tratado com maior detalhe no capítulo 5, onde serão descritos em pormenor e apresentados os resultados dos ensaios edométricos realizados, sendo que esta peculiar reologia do solo fino, é descrita no tempo segundo a teoria da consolidação, de autoria de um dos responsáveis do estabelecimento da disciplina de Mecânica de Solos como uma nova ciência, Terzaghi.

Nas figuras 3.9 a), b), c), d), e) e f), no contexto mais lato e comumente adotado em resistência dos materiais, poderão observar-se os comportamentos reológicos simplificados a que mais se faz recurso no processo de dimensionamento.

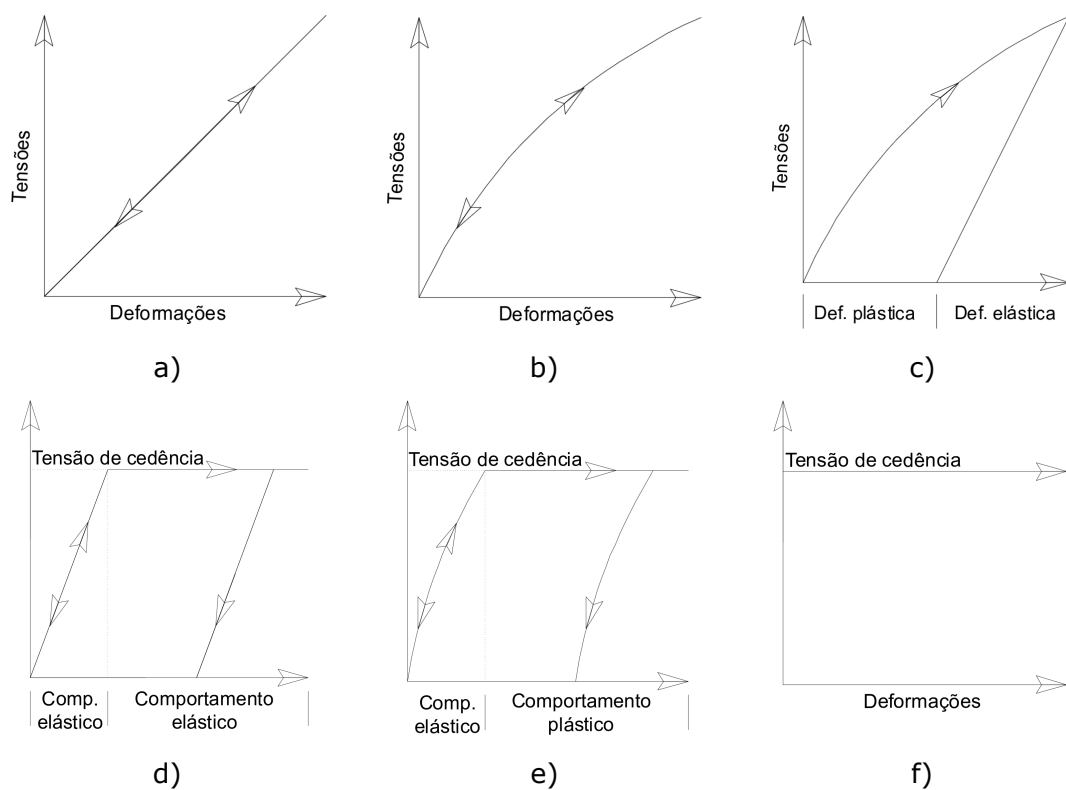


Figura 3.9 Modelos reológicos: a) elástico linear; b) elástico não linear; c) Elástoplástico; d) elástico-perfeitamente plástico; e) elástico não linear-perfeitamente plástico; f) rígido-plástico. (Fernandes, 2016).

Nos modelos acima apresentados, apenas se expressa a relação de uma componente de tensão com uma componente de deformação, sendo por norma adotada na clássica disciplina de mecânica de solos, a utilização de modelos reológicos simplificados. Na determinação do cálculo das tensões induzidas, o solo é considerado como um meio semi-indefinido com comportamento elástico linear, homogéneo e isotrópico, com constantes elásticas definidas pelo módulo de deformabilidade e o

coeficiente de Poisson, sendo nestas considerações que seguidamente se expressa a lei de Hooke generalizada para o estado plano de tensão.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad 3.18$$

Uma vez evidenciado o comportamento mecânico dos solos finos e os modelos reológicos mais comuns, importa fazer uma breve consideração relativamente ao modelo de rotura comumente admitido.

A figura 3.10, permite observar o desenvolvimento de dois troços lineares, um respeitante ao início do carregamento, onde para tensões de muito baixa magnitude o solo responde de forma elástica, com deformabilidade não totalmente reversível, e um segundo troço linear de elevado desenvolvimento relativo a uma solicitação de elevada magnitude.

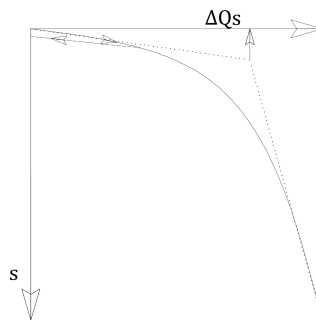


Figura 3.10 Diagrama carga-assentamento. (Fernandes, 2016).

Ficando o valor da carga de rotura do maciço, definido pela projeção da interseção que resulta do prolongamento dos patamares acima referidos, sendo que por óbvios motivos de segurança, a solicitação a este efetuada, se deverá afastar do valor da tensão que lhe provoca a rotura, estando esta associada ao esgotamento da capacidade de resistência ao corte do solo.

Segundo (Fernandes, 2016), "existe razoabilidade na adoção de um comportamento elástico do solo aquando da sua solicitação, dada que a tensão a que se solicita o maciço muito se afastará daquela que lhe provocaria a rotura", afirmação que será adequada aos solos de granulometria grossa, sendo que tal consideração carece do conhecimento do espetável valor de rotura do maciço, sendo porventura a melhor forma de a conhecer, a realização de ensaios in situ que levem o solo à rotura.

Segundo (Vítor de Mello, 1996), "As tensões admissíveis foram sempre baseadas na experiência pessoal ou coletiva, sendo posteriormente especificadas em códigos locais, considerando-se diferentes valores admissíveis da capacidade de carga, para diferentes tipos de solos."

Ainda segundo o mesmo autor, "O problema relativo à capacidade portante dos solos, tem sido ao longo dos tempos, no essencial abordado no contexto das pressões regulamentares admissíveis, ensaios de carga, e teorias ou métodos de cálculo dessa capacidade."

Algumas premissas aceites pela mecânica clássica de solos, tendem hoje a ser refinadas com o auxílio de métodos computacionais, ainda que, e segundo o mesmo autor, "o recurso a métodos numéricos e métodos de elementos finitos e o recurso a cálculos probabilísticos, devem passar pelo crivo do bom senso e do espírito crítico".

3.3 Tensões induzidas no maciço em contexto linear

A determinação do desenvolvimento das tensões induzidas, advém da solução numérica ou analítica de equações diferenciais que descrevem o fenómeno, sendo provavelmente as mais conhecidas e utilizadas na disciplina as equações relativas ao trabalho do físico e matemático (Boussinesq, 1887).

A obra que porventura de forma mais completa aborda o estudo da indução de tensões que mais interessa em geotecnia, onde poderá ser efetuada a consulta das equações analíticas e respetivos ábacos e tabelas de soluções relativas a uma grande variedade de configurações de carga, é relativa à publicação "Elastic solutions for soil and rock mechanic", (Poulos, et al., 1974), da autoria do renomeado professor e engenheiro civil da área da geotecnia, Harry Poulos, em coautoria com seu orientador da tese de doutoramento, "The analysis of settlement of foundations on clay soils under three-dimensional conditions".

Dada a relevância do tema, e após a exposição básica efetuada até aqui, relativa ao estado de tensão em um elemento infinitesimal de solo, julgou-se apropriada a apresentação de um leque de soluções presentes na obra (Poulos, et al., 1974), relativas às equações de Boussinesq, que se espera que permitam uma consulta rápida, fornecendo assim apoio a eventuais situações práticas com que este se depare.

No contexto das soluções elásticas, a diferentes configurações de carregamento superficial, nomeadamente, diferentes geometrias de fundação, correspondem diferentes condições de fronteira, e conseqüentemente, diferentes equações que permitem a determinação do valor da tensão induzida em profundidade.

O valor da tensão induzida no maciço irá somar-se ao valor da tensão geostática preexistente, repercutindo-se em um acréscimo de carga que o maciço terá que suportar.

Sendo que em seguida se expõem tópicos de especial relevo no contexto da análise linear:

- o valor da tensão induzida, é diretamente proporcional ao valor da tensão ou da carga de superfície;
- o valor da tensão num ponto do meio semi-indefinido, depende das suas coordenadas em relação á origem, sendo esta definida por um ponto específico da geometria que solicita o maciço;
- as tensões normais ao plano horizontal, dependem do coeficiente de Poisson admitido para o solo;
- o valor da tensão induzida, é independente do módulo de deformabilidade do solo, sendo que este apenas se relaciona com a forma de como este se deforma;
- dado o domínio elástico considerado, é válido, e de grande utilidade o princípio da sobreposição de efeitos.

3.4 Soluções elásticas e considerações iniciais

Como já observado, a estimativa da magnitude de assentamento é efetuada mediante o conhecimento das características físicas e mecânicas do solo, da lei constitutiva admitida, e do valor da tensão induzida no maciço.

Na consideração de cargas pontuais, sapatas isoladas, ou conjunto de fundações com eixo vertical de simetria, o valor da tensão máxima induzida verificar-se-á diretamente sobre o ponto de aplicação da carga, na consideração de sapata elástica, no centro geométrico da fundação, ou diretamente abaixo do eixo de simetria do conjunto de fundações elásticas.

Aquando de solicitação de um conjunto de cargas ou fundações, cuja geometria do conjunto não inclua eixo de simetria, o recurso ao princípio da sobreposição de efeitos, permite a determinação em profundidade, em um determinado ponto, da solicitação relativa ao conjunto de fundações.

Por norma, o maciço é considerado como um meio elástico com desenvolvimento infinito em profundidade, ou admitido com camada horizontal rígida, firme rochoso a determinada profundidade.

Sendo que para diferentes configurações de carregamento, corresponderão diferentes condições de fronteira, pelo que as equações que permitirão a obtenção de tensão terão que ser forçosamente diferentes.

As primeiras soluções analíticas relativas ao desenvolvimento de tensões em um meio elástico e semi-indefinido, foram deduzidas em 1885, pelo físico e matemático francês já referido, Joseph Valentin Boussinesq, sendo também nome sonante na área o do matemático e engenheiro dinamarquês, Harald Malcolm Westergaard, 1888-1950, autor entre outras publicações do livro "Theory of elasticity and plasticity", (Westergaard, 1964), publicado após o seu falecimento.

Para além da correta determinação dos parâmetros elásticos do maciço, que de acordo deverão estar com a tensão que nele se instalará, deverá o projetista atender ao facto de que a interação entre a rigidez da fundação e do maciço faz com que a tensão que nele se instala tenha uma determinada configuração, que poderá para diferentes situações de interação de rigidez, sapata, solo de fundação, ser observada na figura 3.11.

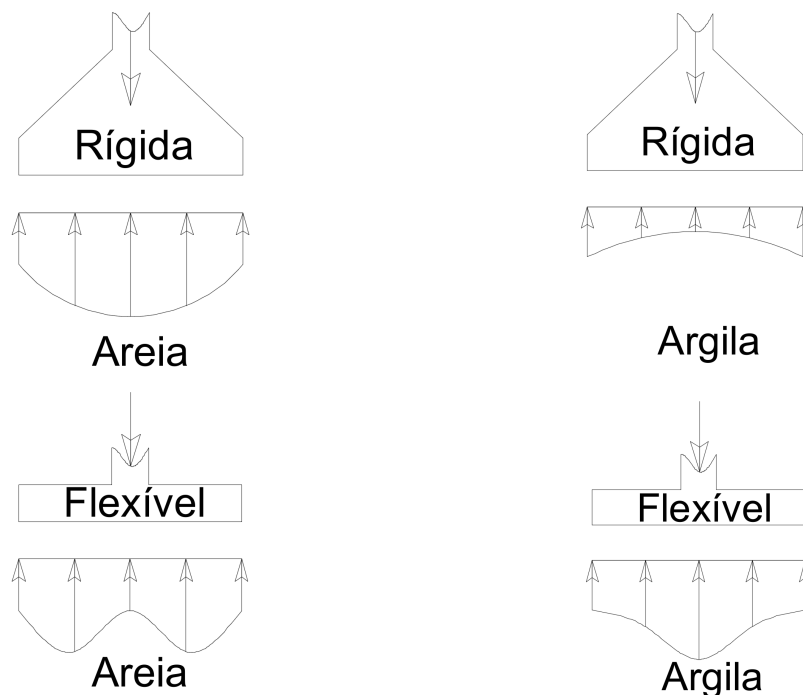


Figura 3.11 Diagrama de tensões sob a fundação para diferentes configurações de rigidez, solo-fundação. (Bastos, 2016).

3.4.1 Solução elástica simplificada para sapata retangular

Porventura a forma mais expedita de determinar o valor de tensão induzida a uma determinada profundidade, será o recurso ao método simplificado, podendo observar-se a geometria a ele associado na figura 3.12.

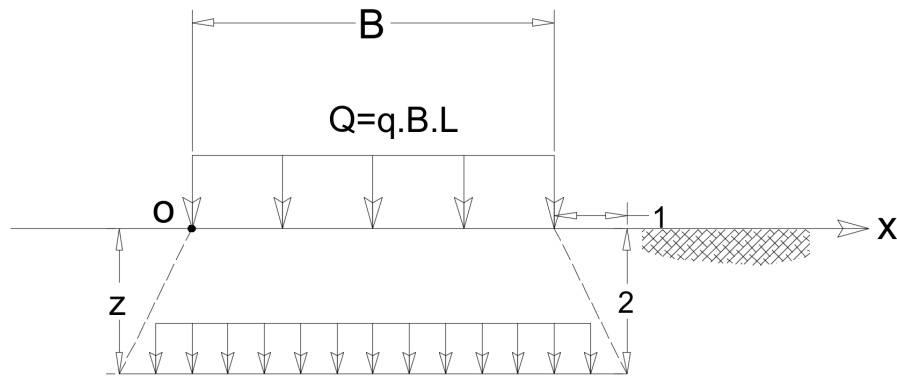


Figura 3.12 Geometria do método simplificado. (Murthy, 2003).

Sendo a expressão que permite a determinação da tensão a determinada profundidade z , dada por:

$$\sigma_z = \frac{Q}{(B + z)(L + z)} \quad 3.19$$

A distribuição da tensão em profundidade, é admitida numa área com a mesma forma da fundação, com dimensões que vão aumentando em profundidade pelo fator $\frac{1}{2}$.

As soluções fornecidas por este método, assim como as obtidas pelos métodos elásticos, são por norma conservativas em relação ao valor determinado da tensão induzida, sendo que por excesso a determina, ficando assim o dimensionamento do lado da segurança, dando no entanto origem a soluções pouco económicas.

Quando a complexidade ou importância do projeto o justifica, é de comum prática o recurso ao método dos elementos finitos, sendo que a sua correta modelação permite considerações que de outra forma e segundo Vítor de Mello, 1996, (Hachich, et al., 2009), dariam origem a uma exagerada quantidade de cálculos, sendo que à priori o resultado destes métodos mais se aproximam do real desenvolver de tensões no maciço, ainda que segundo alguns profissionais estes resultados costumam ser verificados pelos métodos clássicos, (Frank, 2017), dos quais alguns se apresentam no presente capítulo.

Pós o referido, convém ainda dizer que o conhecimento das simplificações e particularidades inerentes aos métodos elásticos, permitem ao engenheiro geotécnico uma melhor antevisão do real comportamento do maciço, sendo que as soluções relativas ao método apresentado neste ponto, fornecem uma estimativa relativamente próxima da obtida por Boussinesq para a situação de carga pontual, que será posteriormente apresentada, para profundidades de B a $4B$. (Frank, 2017).

3.4.2 Solução elástica simplificada não confinada

Uma forma expedita de estimar o valor do assentamento em situação não confinada devido à solicitação de uma fundação de base retangular ou circular, para um meio anisotrópico, atendendo portanto ao valor do coeficiente de Poisson ν , passará pela aplicação da seguinte expressão, (Fernandes, 2016):

$$s = \Delta q_s B \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \quad 3.20$$

sendo que esta, se deverá aplicar ao centro de cada camada em que se pretende calcular o valor do assentamento devido ao acréscimo do valor de tensão Δq_s , que no seu centro se verifique. Repare-se então, que a aplicabilidade desta formulação, não carece do prévio conhecimento do valor da tensão no maciço, tensão geostática, nos pontos onde se queira fazer tal determinação. O conhecimento do valor das constantes elásticas, módulo de elasticidade ou deformabilidade e do coeficiente de Poisson, e o conhecimento das dimensões em planta da fundação, permitirá a determinação do valor do assentamento relativamente a distintos pontos da mesma, sendo o parâmetros I_s , presente no quadro 2.1, associado à forma da fundação e ao ponto onde se pretende conhecer o valor do assentamento.

Quadro 3.1 Valores do fator de influência I_s , para maciços semi-indefinidos. (Fernandes, 2016)

Forma da sapata	Centro	Vértice	Ponto médio lado menor	Ponto médio lado maior	Média
Circular	1		0,64	0,64	0,85
Quadrada	1,12	0,56	0,77	0,77	0,95
	1,5	1,36	0,67	0,89	1,15
Retangular <i>L/B</i>	2	1,53	0,77	0,98	1,3
	3	1,78	0,89	1,11	1,52
	5	2,1	1,05	1,27	1,83
	10	2,54	1,27	1,49	2,25

Sendo que a este saber, acresce, como já previamente considerado, que se deverá ter presente o conceito de que a forma de como as tensões se desenvolvem depende da interação de rigidez solo-estrutura.

Aconselha-se assim, para o efetuar da estimativa do ponto de maior assentamento que se tenha este fator em atenção.

3.5 Soluções de Boussinesq

Dada a relevância que ainda hoje é dada às expressões que derivam da formulação de Boussinesq, a elas se lhe dedicam todos os pontos seguintes do presente capítulo, onde será apresentado o estudo que foi realizado, (Murthy, 2003), desde a situação mais simples descrita pelo físico, até à situação de carregamento que se julga mais enquadrada com o ensaio edométrico.

3.5.1 Solução de Boussinesq para carga pontual

O recurso à utilização de soluções elásticas tem associadas, o assumir de determinadas premissas, (Fernandes, 2016), nomeadamente:

- o solo é um meio semi-indefinido elástico, homogéneo e isotrópico;
- é válida a lei de Hooke;
- o valor do peso próprio do solo não é considerado no cálculo do desenvolvimento de tensões;
- o solo não se encontra em tensão antes de aplicação de carga;
- não é considerada variação de volume do solo;
- na superfície de aplicação da carga não são consideradas tensões de corte;
- existe continuidade de tensão em todo o meio;
- o valor da tensão é simétrico relativamente ao eixo de carga.

A aplicabilidade desta solução, mais adequada a cargas pontuais, fará mais sentido no contexto por exemplo de carga induzida pelos rodados de um automóvel, ou à tensão induzida por uma sapata de reduzidas dimensões, sendo como já referido, válido o conceito da sobreposição de efeitos ou tensões. (Frank, 2017).

O recurso a esta formulação permitirá a determinação, e mediante o emprego do conceito referido, por exemplo, da carga induzida por todos os rodados de um veículo, em um determinado ponto do maciço.

Mais se refere que a formulação da carga pontual não se adequa a cargas com desenvolvimento linear, sendo a sua aplicabilidade válida para estratos terrosos de espessura superior a 3 vezes o lado da fundação, ou por outras palavras, em situações em que a profundidade do firme rochoso, fronteira rígida, seja superior a 3 vezes o lado da fundação, $z > 3B$. (Frank, 2017).

Vindo então a fórmula, segundo Boussinesq, para a situação de carga pontual, (Murthy, 2003):

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \quad 3.21$$

Sendo r , o valor da distância do ponto de aplicação da carga à superfície da vertical do ponto onde se pretende fazer a determinação da tensão, e z , a profundidade do mesmo, sendo que a observação das figuras 3.13 a) e b), permitirá uma melhor visualização destes parâmetros geométricos.

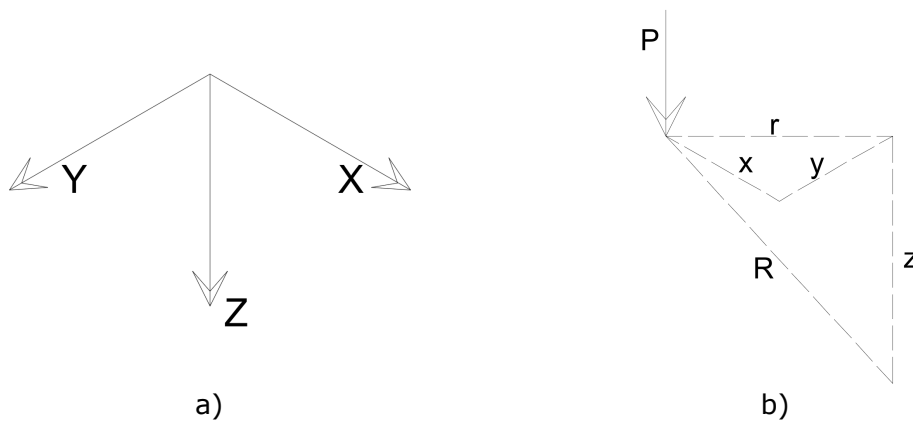


Figura 3.13 a) Referencial adotado; b) Representação dos parâmetros geométricos, r e z .

Sendo que para a obtenção do valor da tensão induzida na vertical do ponto de aplicação se recorrerá à expressão, (Murthy, 2003):

$$\sigma_z = 0,4775 \frac{Q}{z^2} \quad 3.22$$

podendo a determinação da tensão induzida por carga pontual ser também determinada pela utilização conjunta das seguintes expressões, (Murthy, 2003) :

$$\sigma_z = k_B \cdot \frac{Q}{z^2} \quad 3.23$$

$$k_B = \frac{(3/2\pi)}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}} \quad 3.24$$

Sendo de hábito comum, para além da formulação apresentada, a consulta de soluções tabeladas, observando-se determinados valores de r , relativos a uma determinada profundidade z , fixa, resultando assim em diferentes valores do rácio

(r/z), observando-se, mediante esta relação, os parâmetros k_B , e σ_z , com a ressalva que para a vertical do ponto de aplicação da carga $r = 0$, obviamente, o valor de z se faz variar. (Murthy, 2003).

A formulação de Boussinesq, para a carga pontual, permite a determinação de diferentes valores de tensão induzida, nomeadamente σ_x e σ_y .

No entanto no presente capítulo apenas o valor da tensão vertical σ_z , se considera, devido à sua relação com a magnitude de assentamento do solo.

A expressão relativa à carga pontual, expressão 3.21, permitirá assim fixar o valor de z , obtendo-se o valor do acréscimo de tensão vertical a uma determinada profundidade, ou fixar r , obtendo-se assim o valor do acréscimo de tensão em uma vertical do maciço.

As figuras 3.14 e 3.15, ilustram o desenvolvimento de tensões relativas à formulação de Boussinesq para a situação de carga pontual, podendo na figura 3.15, observar-se a forma como em termos percentuais as tensões se dissipam no maciço abaixo do ponto de solicitação, verificando-se na vertical por ele definida, maiores intensidades de tensão, tendo-se efetuado o cálculo para valores de z , espaçados de meio metro, e valor de r , espaçados de 10 centímetros.

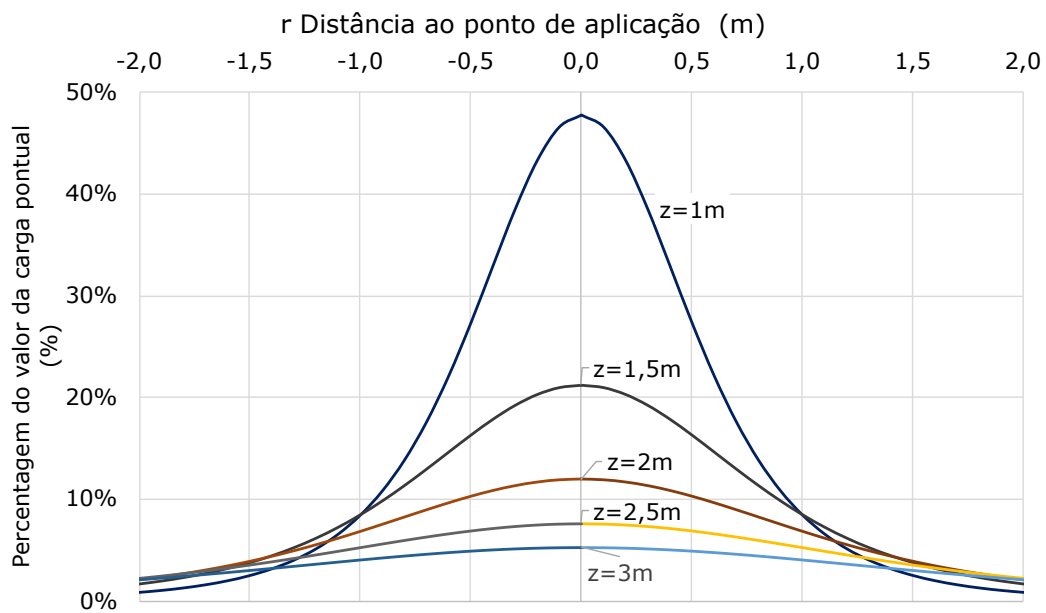


Figura 3.14 Dissipação de tensões em horizontes espaçados de meio metro.

Observando-se que é nos horizontes mais superficiais que existe grande parte da dissipação de tensão, sendo que a 1 metro de profundidade cerca de 50 % do valor da tensão já se dissipou, como observado na figura 3.14, e que a partir de 2,5 metros de profundidade, o valor da tensão induzida é já inferior a 10 %, sendo que segundo esta formulação se verifica que para estratos com profundidades superiores

a este valor pouca será a contribuição para o valor do assentamento, podendo observar-se no quadro 3.2, observar-se alguns pontos, relativos à figura 3.14.

Quadro 3.2 Percentagem de tensão induzida segundo r e z, para diferentes horizontes.

r (m)	z (m)				
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
0,0	0,48	0,21	0,12	0,08	0,05
0,1	0,47	0,21	0,12	0,08	0,05
0,2	0,43	0,20	0,12	0,08	0,05
0,3	0,38	0,19	0,11	0,07	0,05
0,4	0,33	0,18	0,11	0,07	0,05
0,5	0,27	0,16	0,10	0,07	0,05

Na figura 3.15, ainda para o caso de carga pontual, poderá observar-se, a forma de como a tensão se dissipa em profundidade relativamente a verticais definidas segundo diferentes valores de r.

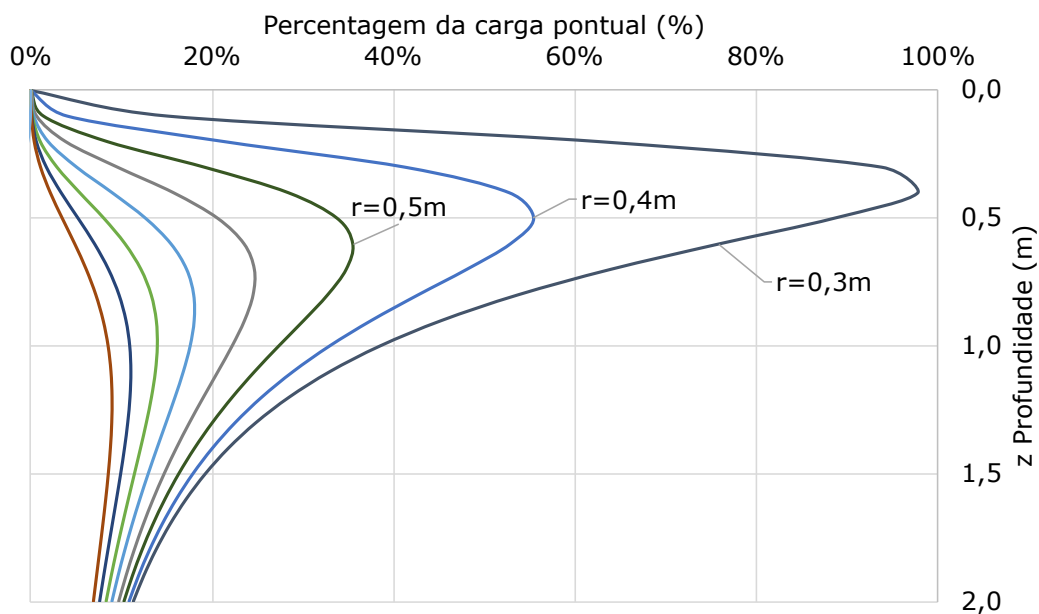


Figura 3.15 Dissipação da tensão induzida para diferentes verticais.

Observando-se também nesta situação, que é nos horizontes mais superficiais que ocorre maior dissipação de tensões.

No quadro 3.3 poderão observar-se alguns pontos determinados, relativos à figura 3.15.

Quadro 3.3 Percentagem de tensão induzida segundo r e z, para diferentes verticais.

z(m)	r (m)							
	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	0,15	0,04	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,63	0,21	0,08	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00
0,3	0,94	0,41	0,19	0,09	0,05	0,03	0,02	0,01
0,4	0,98	0,53	0,28	0,16	0,09	0,05	0,03	0,02
0,5	0,89	0,55	0,34	0,21	0,13	0,08	0,05	0,03

3.5.2 Solução de Westergaard´s para carga pontual

A formulação de Westergaard, para a situação de carga pontual diverge da formulação de Boussinesq, sendo que considera que o solo é reforçado com camadas horizontais de ínfima espessura e rigidez infinita, controlando assim as deformações laterais do solo, tendo este assumir repercussões no desenvolvimento em profundidade do valor da tensão induzida, que faz com que a dissipação da tensão se processe em horizontes ainda mais superficiais. Em geotecnia este reforço idealizado por Westergaard poderá ser observado aquando da utilização de geossintéticos, nomeadamente, aquando de intenção de reforço do maciço, como por exemplo objetivando o aumento da resistência ao corte de solos arenosos.

A formulação que permite a determinação em profundidade do valor da tensão vertical induzida para a condição não isotrópica vem assim expressa: (Murthy, 2003).

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \cdot \frac{1/\pi}{[1 + 2(r/z)^2]^{3/2}} \quad 3.25$$

Na figura 3.16, poderá observar-se a discrepância na estimativa do valor da tensão vertical induzida segundo os dois autores, Boussinesq e Westergaard para a situação de carga pontual do maciço, e para diferentes horizontes.

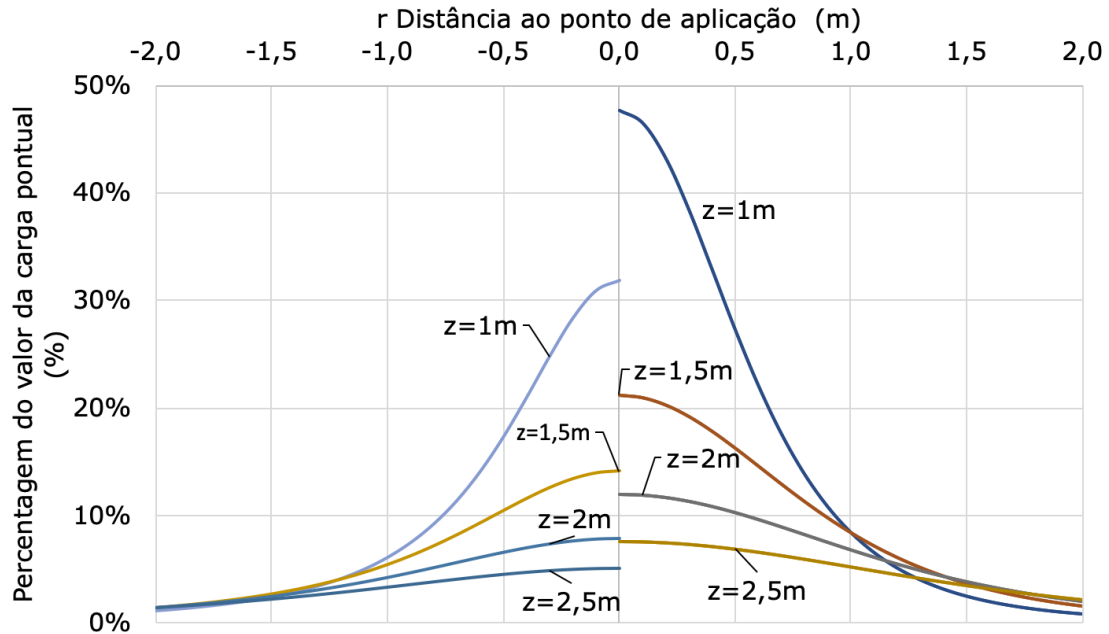


Figura 3.16 Valores da indução de tensão vertical, à esquerda segundo Westergaard e à direita segundo Boussinesq, para horizontes a diferentes profundidades.

Observando-se assim que o reforço do meio terroso, faz com que por exemplo, a um metro de profundidade segundo Westergaard o valor da tensão induzida se reduza a 30% do valor da carga pontual, sendo que valor distinto se poderá observar para a mesma e restantes profundidades segundo a estimativa de Boussinesq, reportando-se portanto a estimativa de Westergaard a horizontes ainda mais superficiais.

3.5.3 Bolbo de tensões segundo Boussinesq

O conceito de bolbo de tensões advém do traçar de linhas que unem pontos de igual valor de tensão, permitindo assim uma melhor visualização do desenvolvimento em profundidade das tensões que se desenvolvem no maciço.

A obtenção destas linhas poderá ser efetuada para um determinado valor da percentagem da carga que solicita o maciço, sendo que por norma são representadas isolinhas espaçadas de 10 % de valor da tensão induzida, sendo a sua determinação, definida segundo a expressão 3.21.

Desta feita, poderá fazer-se variar o valor de r , resolvendo a equação para um determinado valor de σ_z , admitido, nomeadamente 0,1, 0,2 até ao valor de 0,9, obtendo assim vários pares de valores, (r, z) , cuja união dará origem à isolinha definida pelo valor de σ_z , admitido.

Na figura 3.17, poderá observar-se, para a situação de carga pontual a definição das isolinhas relativas a diferentes percentagens do valor de tensão superficial admitido.

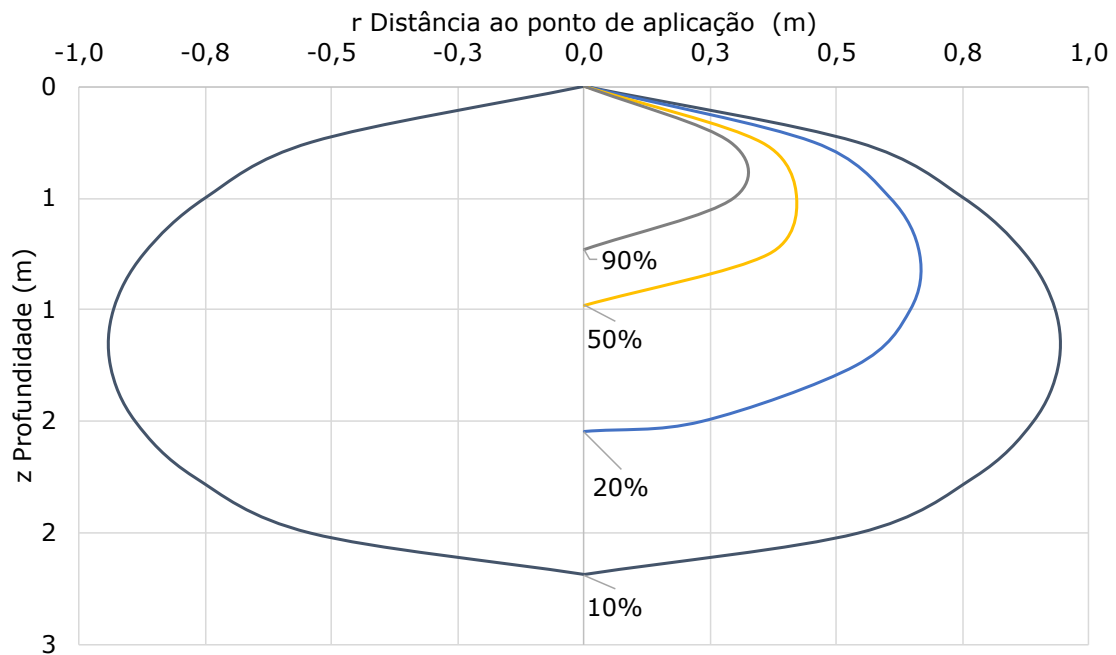


Figura 3.17 Bolbo de tensões para a situação de carga pontual segundo a formulação de Boussinesq.

Podendo os pontos relativos a esta determinação, serem observados no quadro 3.4.

Quadro 3.4 Pontos relativos ao bolbo de tensões.

r (m)	z (m)	10 %	r (m)	z (m)	20 %	r (m)	z (m)	50 %	r (m)	z (m)	90 %
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,54	0,25	0,10	0,454	0,25	0,200	0,351	0,250	0,500	0,29	0,25	0,90
0,75	0,5	0,10	0,605	0,5	0,200	0,421	0,500	0,500	0,30	0,50	0,90
0,87	0,75	0,10	0,664	0,75	0,200	0,364	0,750	0,500	0,00	0,73	0,90

3.5.4 Carga de linha segundo Boussinesq

Da integração segundo uma direção da expressão relativa à situação de carga pontual de Boussinesq, resulta a expressão que permite a determinação do valor da indução de tensões relativa a um carregamento uniforme de linha, "line load".

Em termos práticos, esta situação de solitação do maciço, poderá referir-se aos pontos interiores relativos a um aterro de um caminho de ferro, a uma parede longa, a sapata com grande desenvolvimento, entre outras situações que

geometricamente se aproximem das enumeradas, vindo a expressão que permite tal determinação definida por: (Murthy, 2003).

$$\sigma_z = \frac{2q'z^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad 3.26$$

Tal geometria de solicitação reporta-se à situação do estado plano de tensão, sendo que em todos os planos normais à linha de carregamento se verificará o mesmo valor das tensões e extensões, situação que poderá admitir-se como confinada, dada a não existência de deformações do meio elástico na direção do carregamento. Nas figuras 3.18 a) e b), poderá observar-se a nomenclatura relativa à geometria desta solicitação.

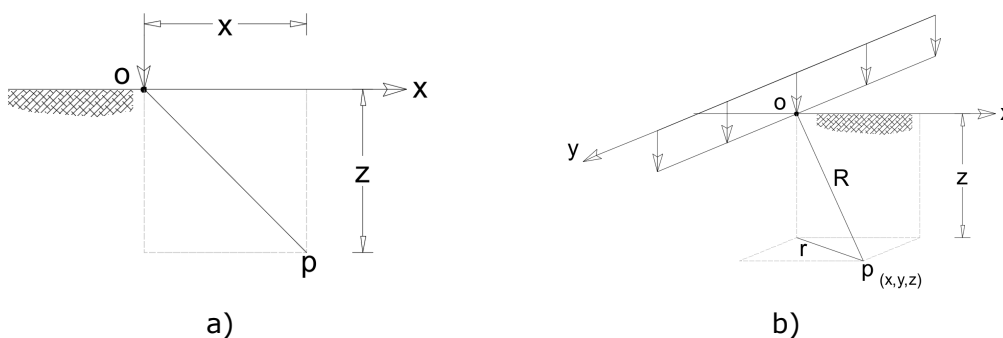


Figura 3.18 Nomenclaturas referentes à carga de linha. a) Nomenclatura plana; b) Nomenclatura de perspectiva.

A figura 3.19, ilustra o desenvolvimento de tensões em profundidade em alinhamentos verticais de 0,25 metros a 1 metro de distância do eixo de carregamento, com espaçamentos de 25 centímetros.

As determinações efetuadas do valor da tensão induzida em estratos horizontais e a determinação das isolinhas de tensão, relativas à situação de carga pontual já abordada, poderiam de igual forma ser efetuadas para esta situação de carregamento, sendo que a determinação da tensão em estratos horizontais poderia ser efetuada fixando o valor da profundidade z , fazendo variar r , e para a situação das isolinhas de tensão, admitir como já anteriormente efetuado, uma determinada percentagem do valor de tensão induzida σ_z , atribuindo valores a um dos parâmetros r ou z , resolvendo a equação em relação ao parâmetro livre, obtendo assim as coordenadas dos pontos relativos à isolinha pretendida.

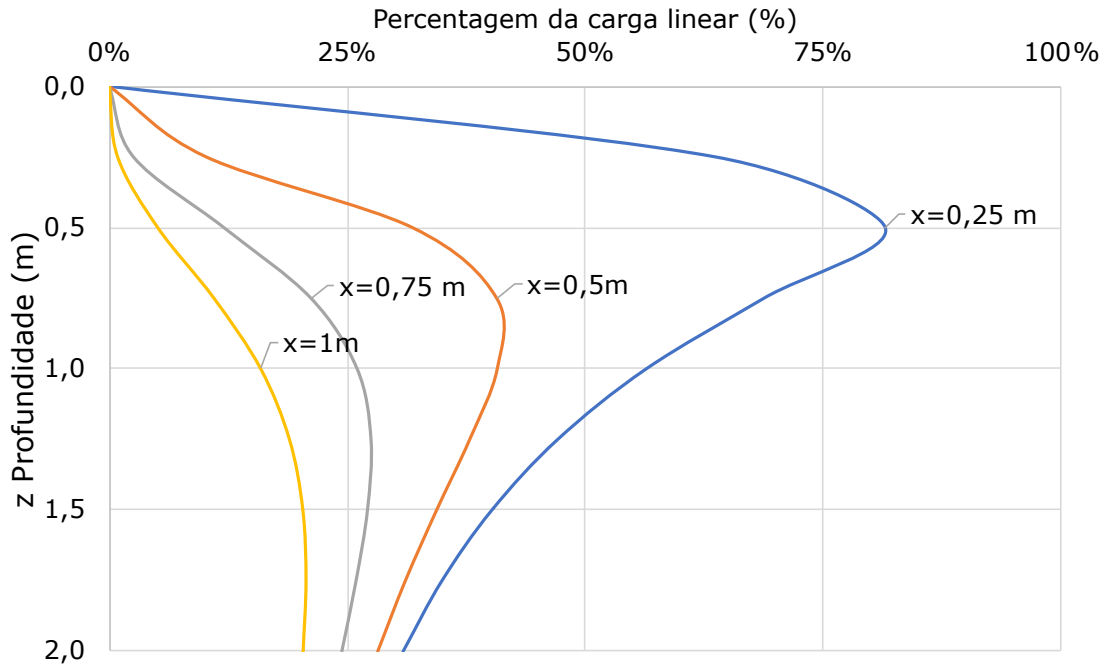


Figura 3.19 Valores de tensão vertical ao longo de alinhamentos verticais para situação de carga de linha.

No quadro 3.5, poderão observar-se alguns pontos determinados, relativos à figura 3.19.

Quadro 3.5 Pontos relativos à carga de linha, relativos a diferentes verticais.

z (m)	x (m)	x=0,25 m	x=0,5 (m)	x=0,75 (m)	x=1 (m)
		σ_z			
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,250	0,637	0,102	0,025	0,009
0,50	0,500	0,815	0,318	0,121	0,051
0,75	0,750	0,688	0,407	0,212	0,110
1,00	1,000	0,564	0,407	0,261	0,159

O aplicar desta expressão de carregamento, será adequado para fundações em que o desenvolvimento em uma direção seja de pelo menos 5 vezes o lado menor da fundação, e o valor da profundidade do estrato rígido, seja maior que 3 vezes o lado B da fundação.

Sendo que a este ponto se poderão referir observações comuns até aqui verificadas, relativamente às situações de carga pontual e carga de linha.

Para estratos horizontais verifica-se assim que:

- as tensões são simétricas relativamente ao eixo da área carregada;

- as tensões são máximas no eixo de carregamento, diminuindo com o aumento da distância a este;
- as tensões diminuem em profundidade.

Observando-se para alinhamentos verticais que:

- com o aumento das distâncias ao eixo de carregamento, o valor das tensões nos alinhamentos verticais diminui;
- fora do eixo de carregamento, a tensão vertical é nula à superfície, crescendo em profundidade ao longo do alinhamento vertical definido, até um determinado valor voltando a decrescer após atingido um valor máximo, como se poderá observar nas figuras 3.15 e 3.19.

Refere-se ainda que a situação de carga de linha, se repercute em uma situação de carregamento confinado, coadunada com a situação relativa aos pontos interiores de um aterro, dada a ausência de extensão do maciço na direção em y , ver figura 3.19, ainda que segundo esta direção exista tensão, sendo que o observado se poderá expressar da seguinte forma:

$$\varepsilon_y = 0 \qquad \sigma_y \neq 0 \qquad 3.27$$

3.5.5 Pressão uniforme sobre sapata com lado L infinito

A situação que na prática, e que porventura mais se adequa à geometria desta solitação, será a que se verifica na secção intermédia de um aterro de grande desenvolvimento.

Na figura 3.20, encontra-se esquematizada a configuração de um aterro, e o respetivo desenvolvimento de tensões no interior do maciço por ele induzidas.

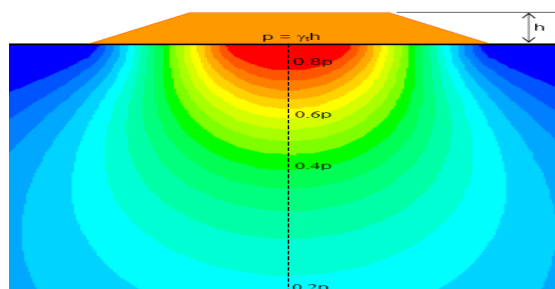


Figura 3.20 Exemplo ilustrativo das tensões induzidas obtidas por modelação numérica devido a um aterro com grande desenvolvimento em uma direção.

Sendo a que se deverá atender a que nesta situação, os pontos do maciço, situados abaixo da secção intermédia do aterro se encontram em situação de confinamento lateral, devido a que de ambos os lados são consideradas pressões horizontais equivalentes, sendo que o maciço apenas se deformará na vertical, sendo precisamente esta a condição de confinamento existente no ensaio edométrico, pelo que os resultados de tal ensaio, na extrapolação dos parâmetros dele obtidos para o maciço, em teoria se adequarão perfeitamente a esta situação de carregamento.

Uma outra solicitação que se poderá adequar à situação de carregamento de fundação com um lado de desenvolvimento infinito, será a de sapata corrida, com o máximo de valor de tensão no maciço a ocorrer abaixo do seu eixo vertical, na consideração de sapata flexível e solo mole.

Uma vez que neste ponto e no seguinte será efetuada uma determinação detalhada do desenvolvimento de tensões em profundidade, são aqui oportunamente tecidas algumas considerações acerca do desvio entre a idealização estabelecida no modelo linear, com o real comportamento que se julga que no maciço ocorrerá, sendo assim de observar as seguintes considerações: (Fernandes, 2016), (Frank, 2017).

- existência de discrepância no desenvolvimento de tensões em profundidade, aquando de ocorrência de estratificação acentuada;
- a existência de estratificação, com camada mais rígida acima de camada menos rígida, faz com que nesta última o valor da tensão induzida seja inferior ao obtido pela formulação de Boussinesq;
- a existência de camada menos rígida, acima de camada de maior rigidez, faz com que o valor de tensão em ambas as camadas exceda o valor estimado pela formulação de Boussinesq;
- por norma as características do maciço em horizontes mais superficiais, são mais condicionantes do valor do assentamento.

Para além destes tópicos, dos quais o projetista deverá estar alerta, julga-se relevante expor que mediante a importância do projeto, são comumente avaliadas profundidades entre 3B e 7B, a que corresponderão respetivamente, segundo a teoria linear, e nesta particular situação de carregamento a 20 % e 10 % do valor da tensão inicial. Mais se refere que a consideração da profundidade relativa ao valor de 10 % do valor da tensão induzida se repercutirá em um aumento de custos, dado que dessa profundidade se deverão retirar amostras de solo para obtenção dos seus parâmetros mecânicos.

A determinação do desenvolvimento das tensões induzidas, para a situação de carregamento considerada na figura 3.21, poderá ser efetuada mediante a

utilização da seguinte formulação : (Fernandes, 1995) (Murthy, 2003) (Poulos, et al., 1974).

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta q_s}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad 3.28$$

sendo o valor do acréscimo de tensão $\Delta\sigma_z$, apenas dependente do valor da tensão uniforme que solicita o maciço, e das relações angulares relativas às coordenadas de cada ponto onde se pretende efetuar tal determinação.

Na mesma figura poderá ser observada a geometria que deverá ser considerada para a presente situação.

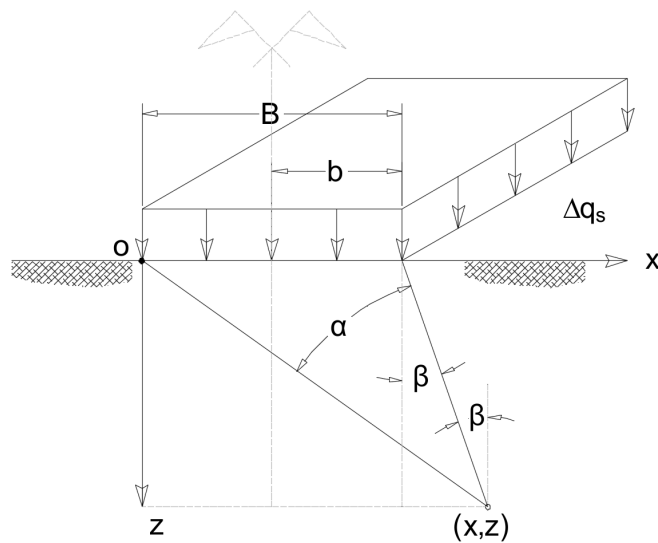


Figura 3.21 Geometria associada a um carregamento com um lado L , de desenvolvimento infinito.

Sendo que na figura anterior o valor do ângulo β , deverá ser considerado negativo, aquando de abertura deste para o lado interior da fundação.

Antes da exposição detalhada dos procedimentos que permitem o desenhar dos bolbos de tensões para esta e para a próxima situação de carregamento, são tecidas umas últimas considerações relativas aos métodos e metodologias associadas à sua determinação.

Como exposto até aqui, as formulações de que os métodos clássicos fazem uso para determinação do valor do desenvolvimento de tensões em profundidade, são provindas de soluções analíticas ou numéricas de equações diferenciais, normalmente deduzidas por físicos e matemáticos, sob a consideração de simplificações que não passarão por vezes de aproximações grosseiras do real desenvolvimento de tensões que se processa no maciço, dada a variedade e a complexidade com que os solos existem na natureza. (Tersaghi, 1943)

No contexto das soluções clássicas não simplificadas, referentes a soluções analíticas provindas de equações diferenciais, o valor da tensão induzida em um determinado ponto do maciço, por norma é obtido mediante:

- resolução das equações analíticas referentes a cada situação de carregamento;
- consulta de ábacos para determinação de alguns parâmetros referentes a equações analíticas simplificadas;
- observação de bolbos de tensão, cuja génese se refere ao primeiro ponto enumerado

sendo por norma as soluções numéricas implementadas em programas de elementos finitos, cuja utilização se prevê que seja cada vez mais comum no campo da geotecnia. Convém referir, que é devido à resolução das equações analíticas, que são obtidos os parâmetros que nos ábacos da bibliografia se consultam, e que se desenham os bolbos de tensões referentes a diferentes geometrias de carregamento. É com base nesta consideração, que seguidamente se faz a exposição da forma de como o bolbo de tensões é obtido.

Como já acima referido, existem expressões simplificadas que permitem a determinação de tensões em determinados pontos do maciço, porventura algumas referentes aos pontos de maior interesse, sendo exemplo do exposto a expressão referente à determinação do valor da tensão vertical, relativa a pontos situados na vertical do eixo de carregamento dada por: (Poulos, et al., 1974).

$$I_{\sigma} = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^{1.38}} \right)^{2.6} \quad 3.29$$

O recurso à equação analítica relativa à expressão 3.28, cuja solução permite o desenhar dos bolbos de tensão, que de forma muito ilustrativa denotam como as tensões se desenvolvem em profundidade poderá assim ser adaptada para 4 domínios, dadas as específicas relações angulares existentes no eixo da fundação, nos seus pontos interiores e exteriores, e nos vértices da mesma, sendo que seguidamente as mesmas se apresentam:

- pontos interiores, $\alpha = -2\beta$;
- pontos interiores, $\tan(\alpha - \beta) = n \tan(\beta)$;
- pontos no vértice da fundação, $\beta = 0$;

- pontos para o exterior da fundação, $\tan(\alpha + \beta) = n \tan(\beta)$.

As relações angulares acima referidas, permitem a adaptação da expressão analítica 2.28, a quatro domínios de validade, que poderão ser observados na figura 3.22.

A segmentação efetuada deve-se à fundamental necessidade do estabelecimento de uma equação ou relação trigonométrica que permita a obtenção do valor da profundidade z , em pontos específicos onde tal relação seja válida, na consideração de determinadas percentagens de carga de superfície consideradas, afastadas de 10 pontos percentuais, sendo que de sua união resulta o traçar das isolinhas do bolbo de tensões.

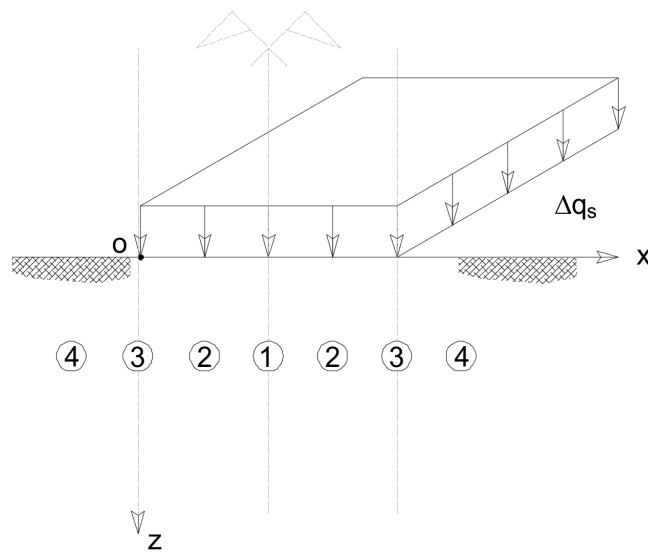


Figura 3.22 Domínios de validade estabelecidos relativos às relações angulares consideradas.

Nos quatro pontos seguintes são expeditamente apresentadas as figuras, e os quadros onde constam as equações derivadas da expressão 3.28 consideradas, e as específicas relações trigonométricas entre α e β , em radianos, que permitem a correta determinação do valor de z em cada um dos domínios definidos.

3.5.5.1 Pontos na vertical definida pelo eixo de simetria da fundação.

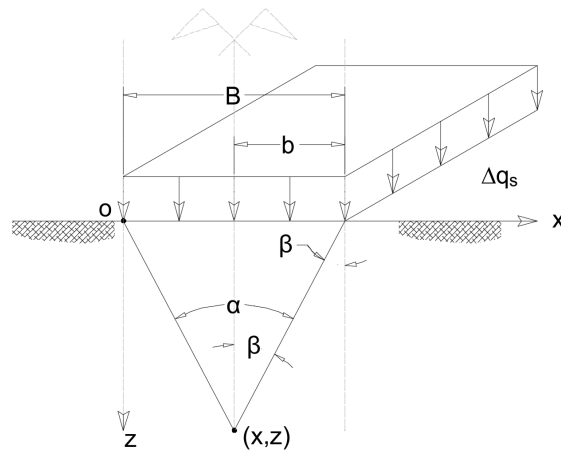


Figura 3.23 Pontos abaixo do eixo da fundação.

Quadro 3.6 Equações relativas ao eixo da fundação.

Equação	Relação angular	Profundidade z
$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} [\alpha + \sin(\alpha)]$	$\alpha = 2\beta$ $tg(\alpha/2) = (x/z)$	$z = x/(\tan(\alpha/2))$

3.5.5.2 Pontos situados no interior da sapata

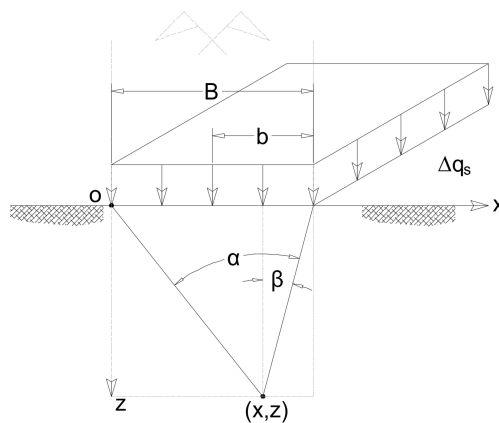


Figura 3.24 Pontos situados abaixo da fundação.

Quadro 3.7 Equações relativas a pontos situados abaixo da fundação.

Equação	Relação angular	Profundidade z
$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} [\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha + (-2\beta))]$	$\tan(\alpha - \beta) = n \tan(\beta)$ $\alpha = \tan^{-1}(n \tan(\beta)) + \beta$	$z = \frac{x}{\tan(\alpha - \beta)}$

3.5.5.3 Pontos situados no vértice da fundação

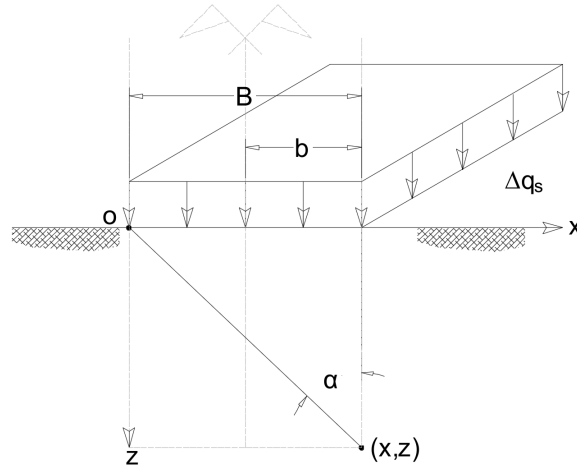


Figura 3.25 Pontos abaixo do vértice da fundação.

Quadro 3.8 Equações relativas ao vértice da fundação.

Equação	Relação angular	Profundidade z
$\frac{1}{\pi}(\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha))$	$\beta = 0$	$z = (x/\tan(\alpha))$

3.5.5.4 Pontos situados pra o exterior da fundação

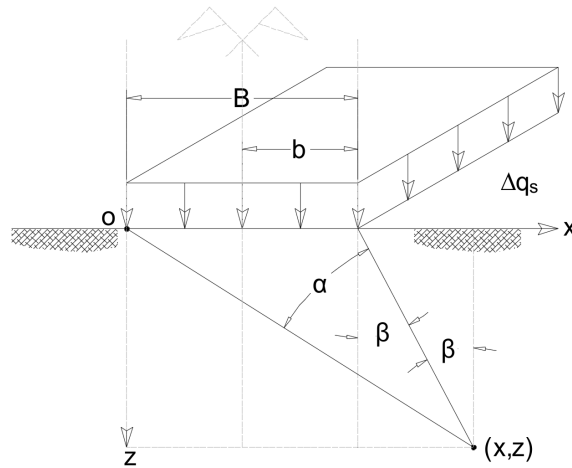


Figura 3.26 Pontos exteriores à fundação.

Quadro 3.9 Equações relativas a pontos exteriores da fundação.

Equação	Relação angular	Profundidade z
$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi}[\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha + 2\beta)]$	$\tan(\beta) = n \tan(\alpha + \beta)$ $\alpha = \tan^{-1}(n \tan(\beta) + \beta)$	$z = x/\tan(\alpha + \beta)$

Resultando assim no bolbo :

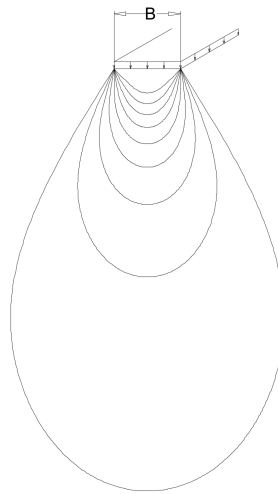


Figura 3.27 Bolbo de tensões relativo a sapata com desenvolvimento infinito.

3.5.6 Bolbo de tensões relativo a duas fundações

Sendo a equação geral, a referente à expressão 3.28, e portanto, relativa a fundação com lado L , muito maior que o lado B , no seguimento do mesmo raciocínio de segmentação da equação geral, em domínios onde para cada um se possa estabelecer uma específica equação, que permita a determinação do valor de z , surge a necessidade de adicionar duas novas segmentações às existentes, nomeadamente, para os pontos situados abaixo do eixo de simetria relativo às duas fundações, ponto 1, e pontos intermédios entre o eixo de simetria e o vértice interior das fundações, domínio 2, tendo-se optado pela segmentação exposta na figura 3.28, sendo também necessária a definição de novos ângulos, α_1 e β_1 .

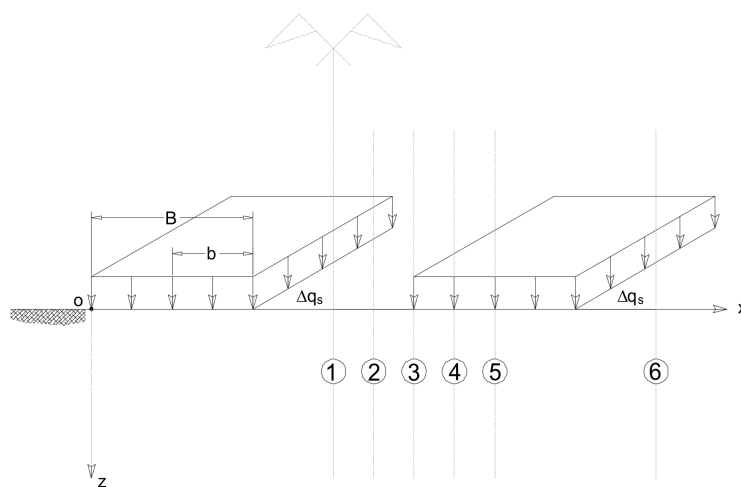


Figura 3.28 Domínios de validade considerados para a situação de interação de tensões.

3.5.6.1 Ponto de máxima profundidade

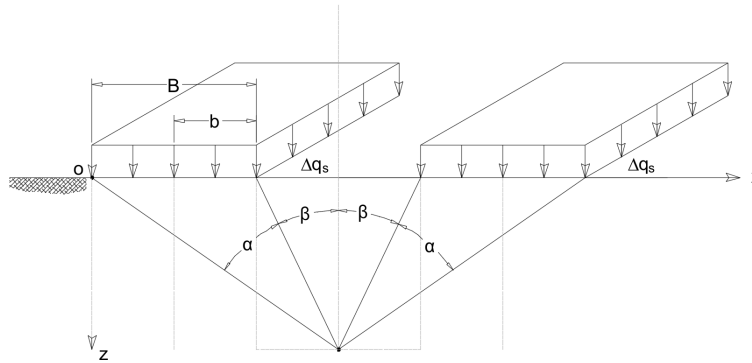


Figura 3.29 Pontos na vertical relativos ao eixo de simetria das duas fundações.

Quadro 3.10 Equações relativas ao eixo de simetria das duas fundações.

Equação	Relação angular	Profundidade z
$\Delta\sigma_z = 2 \times \left(\frac{1}{\pi} [\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha + 2\beta)] \right)$	$\tan(\alpha + \beta) = 3 \tan \beta$	$z = x / \tan(\alpha + \beta)$
	$\alpha = \tan^{-1}(3 \tan(\beta)) - \beta$	
	$\tan(\alpha + \beta) = x/z$	

Tendo-se recorrido a duas equações 4 iguais, definidas em 3.5.5.4.

3.5.6.2 Pontos interiores a ambas sapatas

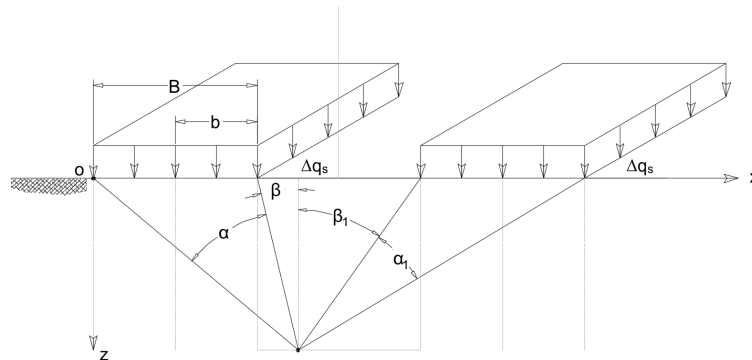


Figura 3.30 Esquema relativo aos pontos situados para o interior das fundações.

Quadro 3.11 Equações relativas a pontos interiores a ambas fundações.

Equação	$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} [\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha + 2\beta)] + \frac{1}{\pi} [\alpha_1 + \sin(\alpha_1) \cos(\alpha_1 + 2\beta_1)]$	
Relação angular	$\tan(\alpha + \beta) = n \tan \beta$	$\alpha = \tan^{-1}(n \tan(\beta)) - \beta$
	$\tan(\alpha_1 + \beta_1) = n \tan \beta_1$	$\alpha_1 = \tan^{-1}(n \tan(\beta)) - \beta_1$
Profundidade z	$\tan \beta_1 = n \tan \beta$	$\beta_1 = n \tan \beta$
	$\tan \beta_1 = n \tan \beta$	$\beta_1 = n \tan \beta$

Tendo-se recorrido a duas equações definidas em 3.5.5.4

3.5.6.3 Ponto no vértice interior de cada sapata

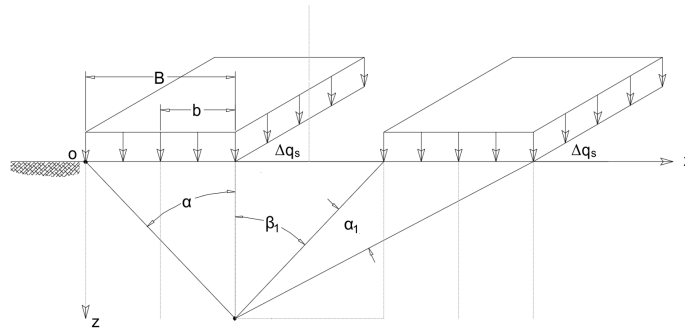


Figura 3.31 Esquema relativo ao vértice interior de uma fundação.

Quadro 3.12 Equações relativas aos vértices interiores das sapatas.

Equação	$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} (\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha)) + \frac{1}{\pi} [\alpha_1 + \sin(\alpha_1) \cos(\alpha_1 + 2\beta_1)]$	
Relação angular	$\tan(\alpha_1 + \beta_1) = n \tan \alpha$	$\alpha_1 = \tan^{-1}(n \tan(\alpha)) - \beta_1$
	$\tan \beta_1 = n \tan \alpha$	$\beta_1 = \tan^{-1}(n \tan \alpha)$
Profundidade z	$\tan(\alpha) = x/z$	$z = x/\tan(\alpha)$

Tendo-se recorrido às equações definidas em 3.5.5.3 e 3.5.5.4.

3.5.6.4 Pontos interiores a uma sapata

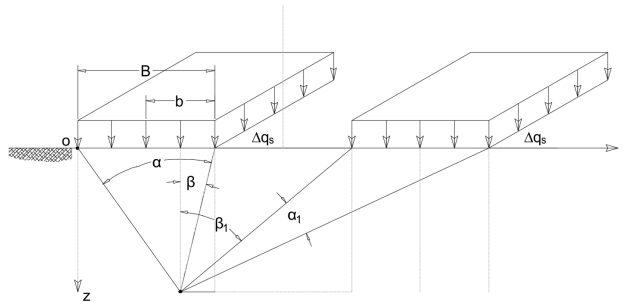


Figura 3.32 Esquema relativo a pontos interiores a uma sapata.

Quadro 3.13 Equações relativas aos pontos interiores a uma sapata.

Equação	$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} (\alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha - 2\beta)) + \frac{1}{\pi} [\alpha_1 + \sin(\alpha_1) \cos(\alpha_1 + 2\beta_1)]$	
Relação angular	$\tan(\alpha - \beta) = n \tan(\beta)$	$\alpha = \tan^{-1}(n \tan(\beta)) + \beta$
	$\tan(\alpha_1 + \beta_1) = n \tan(\alpha - \beta)$	$\alpha_1 = \tan^{-1}(n \tan(\alpha - \beta)) - \beta_1$
	$\tan(\beta_1) = n \tan(\beta)$	$\beta_1 = \tan^{-1}(n \tan(\beta))$
Profundidade z	$\tan(\alpha - \beta) = x/z$	$z = x/\tan(\alpha - \beta)$

Tendo-se recorrido às equações definidas em 3.5.5.2 e 3.5.5.4

3.5.6.5 Vertical do eixo de uma sapata

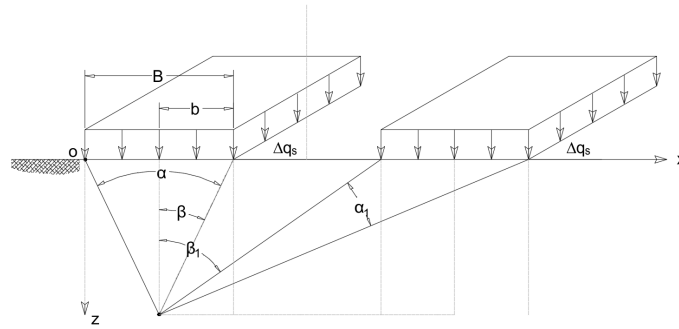


Figura 3.33 Esquema relativo à vertical sob o eixo de uma sapata.

Quadro 3.14 Equações relativas à vertical definida pelo eixo de uma sapata.

Equação	$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \times \cos(\alpha - 2\beta)) + \frac{1}{\pi} [\alpha_1 + \sin(\alpha_1) \cos(\alpha_1 + 2\beta_1)]$	
Relação angular	$\tan(\alpha_1 + \beta_1) = n \tan(\alpha - \beta)$	$\alpha_1 = \tan^{-1}(n \tan(\alpha - \beta)) - \beta_1$
	$\tan(\beta_1) = n \tan(\beta)$	$\beta_1 = \tan^{-1}(n \tan(\beta))$
	$\beta = \alpha/2$	
Profundidade z	$\tan(\alpha/2) = x/z$	$z = x/\tan(\alpha/2)$

Tendo-se recorrido às equações definidas em 3.5.5.1 e 3.5.5.4.

3.5.6.6 Ponto exterior a duas sapatas.

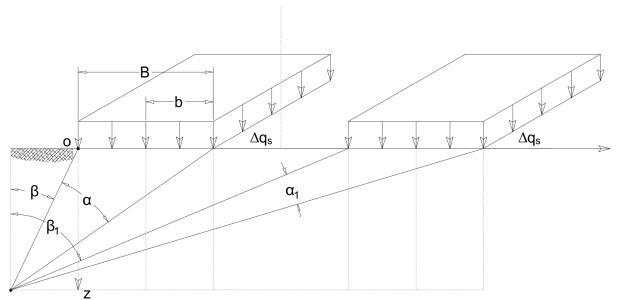


Figura 3.34 Esquema relativo a pontos exteriores a ambas sapatas.

Quadro 3.15 Equações relativas a pontos exteriores a ambas sapatas.

Equação	$\Delta\sigma_z = \frac{1}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \times \cos(\alpha + 2\beta)) + \frac{1}{\pi} [\alpha_1 + \sin(\alpha_1) \cos(\alpha_1 + 2\beta_1)]$	
Relação angular	$\tan(\alpha + \beta) = n \tan(\beta)$	$\alpha = \tan^{-1}(n \tan(\beta)) - \beta$
	$\tan(\alpha_1 + \beta_1) = n \tan(\alpha + \beta)$	$\alpha_1 = \tan^{-1}(n \tan(\alpha + \beta)) - \beta_1$
	$\tan(\beta_1) = n \tan(\beta)$	$\beta_1 = \tan^{-1}(n \tan(\beta))$
Profundidade z	$\tan(\beta) = n/z$	$z = n/\tan \beta$

Tendo-se recorrido a duas equações definidas em 3.5.5.4.

Resultando assim na definição do bolbo de tensões referente à figura 3.35.

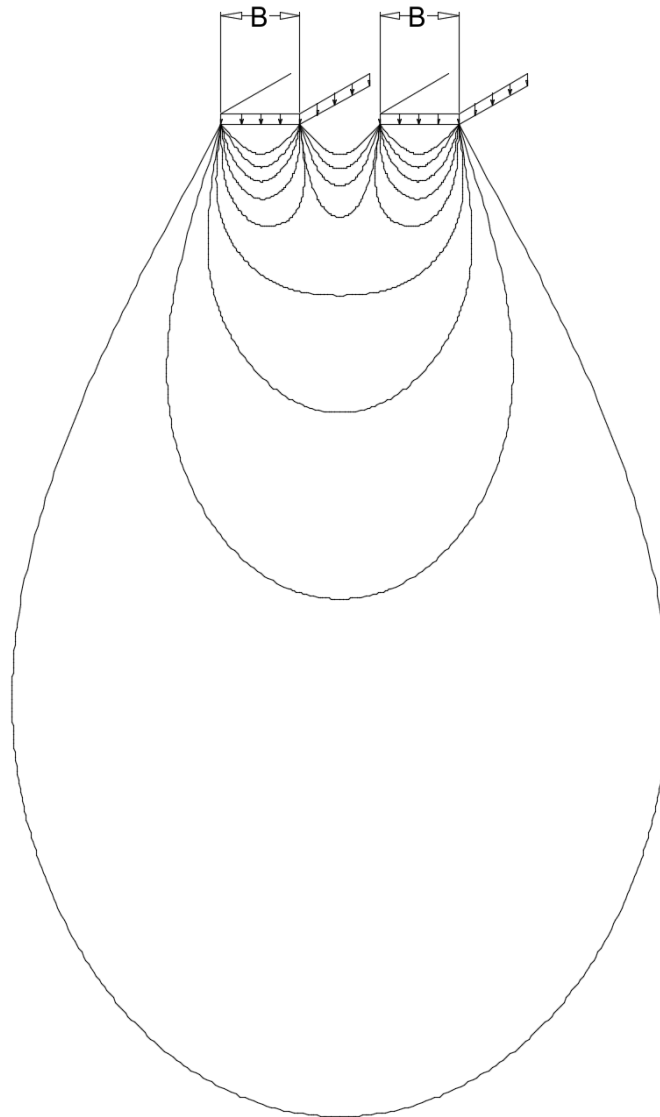


Figura 3.35 Bolbo relativo à interação de duas fundações de grande desenvolvimento.

3.5.7 Considerações sobre bolbos de tensão

Os resultados obtidos para as duas situações de carregamento, denotam que aquando da sobreposição de efeitos, para o mesmo valor de carregamento, os mesmos valores de acréscimo de tensão se desenvolvem a profundidades de aproximadamente o dobro, sendo que na figura 3.36 tal constatação se poderá observar.

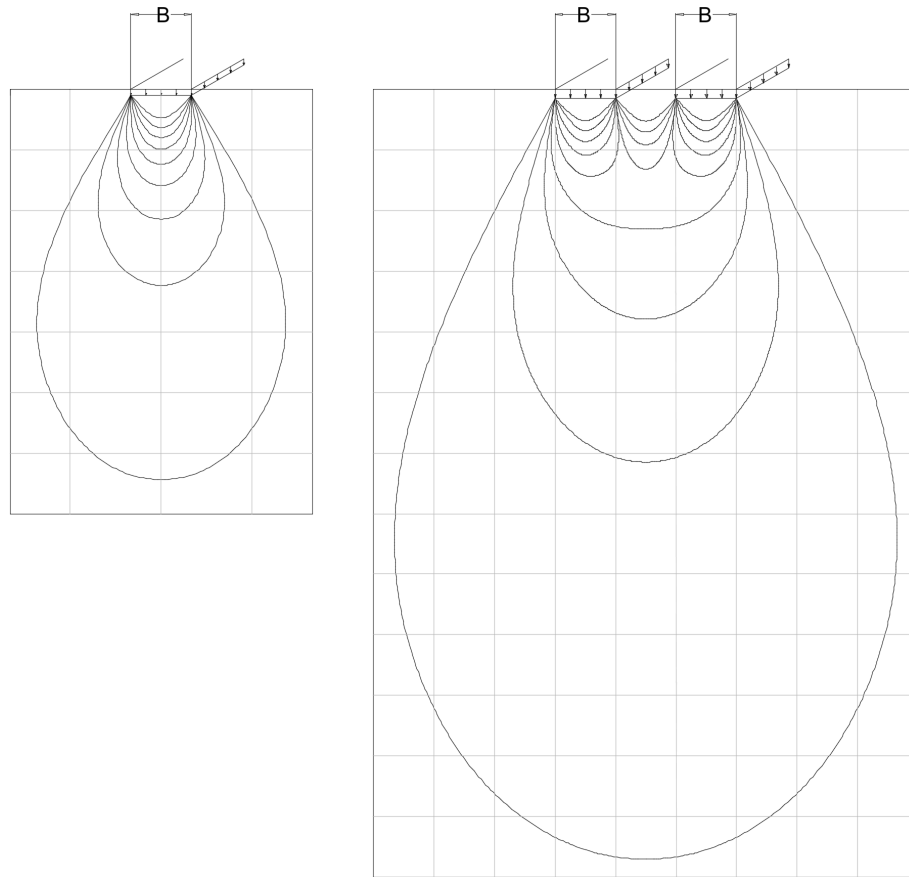


Figura 3.36 Bolbos de tensão singular e de interação de tensões.

A situação acima evidenciada, denota que algumas cautelas deverão ser tidas em conta por parte do projetista de fundações, nomeadamente a sobreposição de tensões relativas à planta de fundações adotada, ou na consideração do acréscimo de tensão que se irá induzir no terreno relativo a uma edificação vizinha.

Mais se refere que para o caso de fundação quadrada, e portanto com dois lados de desenvolvimento B iguais e finitos, o desenvolvimento de tensões em profundidade é relativo a um horizonte três vezes menor, comparativamente à indução relativa a uma fundação de igual lado B , com L infinito. (Fernandes, 2016)

Dada a relevância que a implementação do método dos elementos finitos tem hoje em várias áreas da engenharia, nomeadamente na simulação do comportamento mecânico de determinados sistemas físicos, implementação que se prevê que seja de uso cada vez mais recorrente, foram efetuadas duas simulações relativas às situações anteriormente apresentadas, com resultados similares aos obtidos pelos métodos clássicos previamente tratados, sendo de igual forma o maciço admitido como homogéneo, elástico e isotrópico.

Na figura 3.37, poderão observar-se os resultados da modelação numérica relativa à situação de carga provinda de uma sapata isolada com um lado de substancial maior desenvolvimento L , que o seu lado menor B .

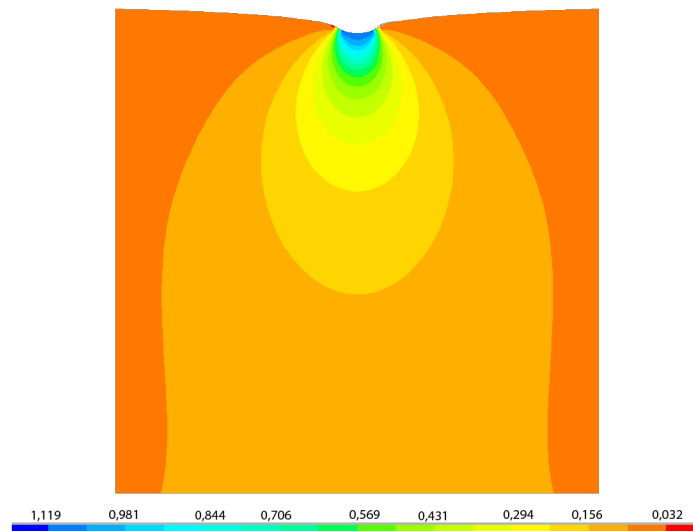


Figura 3.37 Resultado gráfico do Ansys, para a situação de carga isolada.

Na figura acima poderá observar-se ainda, a influência que a fronteira rígida considerada tem no desenvolvimento do bolbo de tensões, neste caso, e devido à profundidade com que foi considerada, a interação que tem com as tensões menores que 15 % do valor da tensão de superfície que solicita o maciço, consideração que reflete a importância e a atenção que deverá ser dada às condições de fronteira de qualquer sistema que se vise estudar ou modelar numericamente.

A figura 3.38, diz respeito à indução de tensões devida ao carregamento de valor unitário relativo a duas sapatas de lado menor B , distanciadas de B , com lado L , de grande desenvolvimento, sendo que também nesta simulação os resultados vão ao encontro dos resultados obtidos pela metodologia clássica.

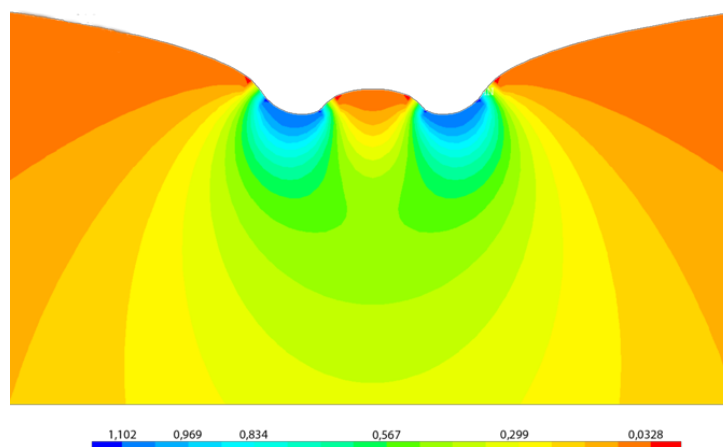


Figura 3.38 Resultado gráfico do Ansys, para situação induzida por duas sapatas.

Admitindo-se a este ponto, que uma correta parametrização de um programa de elementos finitos permitirá abordar situações de superior complexidade, pelo que se antevê desenvolvimentos no campo da geotecnia relativos à sua implementação.

3.5.8 Solução elástica relativa ao eixo de sapata circular

Por forma a obviar algumas situações de interesse prático, este, e os seguintes pontos farão referência às geometrias mais comuns adotadas em fundações superficiais, sendo efetuada uma breve exposição sobre a obtenção dos valores de tensão por elas induzidos.

Na figura 3.39 poderá ser observada a forma de uma fundação circular, com carregamento considerado uniforme.

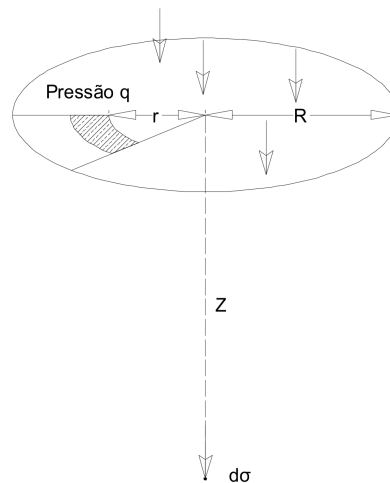


Figura 3.39 Fundação circular de raio R.

Sendo a expressão que permite a obtenção aproximada do valor das tensões abaixo do seu eixo dada por: (Poulos, et al., 1974)

$$\Delta p_z \approx q \left(1 - \frac{1}{\left(\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right)^{1.5}} \right) \quad 3.30$$

Para a fundação de raio R , sobrecarga uniforme q , e z o valor relativo à profundidade a considerar.

Tal como já efetuado em pontos anteriores, poderá trabalhar-se a expressão para obter os valores da profundidade relativos a uma determinada percentagem da tensão superficial que solicita o maciço, como por exemplo o valor de 10 % ou de 20 % do valor da tensão superficial, sendo que como já observado, para o efetuar de uma correta estimativa de assentamento da profundidade admitida de interesse, deverão ser recolhidas as amostras de solo, para que seja possível determinar o valor das suas constantes elásticas.

Uma outra forma de obter o valor da tensão induzida a uma determinada profundidade abaixo do eixo da fundação, seria através de consulta do ábaco relativo à forma de fundação circular, existente na bibliografia⁶, sendo que em abcissa se consulta o valor da requerida percentagem da tensão de superfície $\Delta q/q$, e em ordenada a relação z/R , obtendo-se assim o valor da profundidade z onde se verifica a percentagem de tensão pretendida, sendo portanto estes ábacos a representação visual da expressão previamente resolvida para um determinado espetro de valores.

O valor da tensão induzida poderá ser determinado para qualquer valor r , para pontos interiores e exteriores à fundação pela expressão: (Poulos, et al., 1974)

$$\Delta p_z = qI \tag{3.31}$$

Sendo o parâmetro I , referente a um fator de influência que depende de A' e B' , cuja consulta deverá ser efetuada nos ábacos adequados existentes na publicação de referência.

A figura 3.40, relativa às isolinhas de tensão devidas ao carregamento de uma fundação circular, permitirá, sem recurso à solução analítica não simplificada, a obtenção dos valores de tensão induzida sob qualquer ponto alinhado com o diâmetro da fundação.

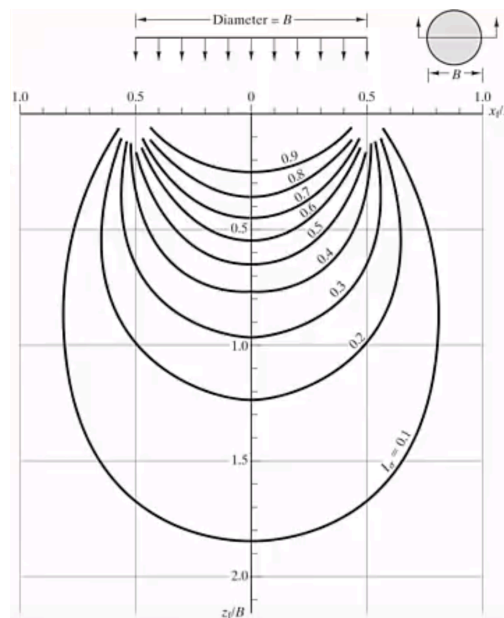


Figura 3.40 Bolbo de tensões relativo a fundação circular. (Poulos, et al., 1974)

Devido aos eixos da figura 3.40, serem relativos a unidades adimensionais, a sua utilização poderá ser efetuada para uma qualquer fundação circular, podendo o

⁶ Em interesse deverá ser consultada a obra (Poulos, et al., 1974)

valor da tensão induzida ser determinado em qualquer ponto interior e exterior à fundação, desde que situado sobre o alinhamento definido por B , ver figura 3.40, relativo ao diâmetro da fundação, vindo o valor do acréscimo de tensão em um determinado ponto do maciço, definido pelas coordenadas x/B e z/B .

3.5.9 Solução elástica relativa ao eixo de uma fundação quadrada

A expressão que de forma aproximada permite a obtenção do valor da tensão induzida abaixo do eixo da fundação, apenas necessita dos parâmetros de input, lado B da fundação, valor da sobrecarga de superfície q , e do valor da profundidade z , onde se pretende determinar o acréscimo de tensão, sendo a expressão definida por: (Poulos, et al., 1974).

$$\Delta p_z \approx \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2} \right)^{1.76} \right) \cdot q \tag{3.32}$$

Sendo assim possível obter o valor das tensões em profundidade Δp_z , segundo o alinhamento vertical referente ao eixo da fundação.

As isolinhas relativas à fundação quadrada, resultantes da resolução da formulação analítica não simplificada, permitem, tal como no caso da fundação circular, a determinação do valor da tensão em qualquer ponto interior é exterior à fundação, desde que sob a linha B , podendo esta ser observada na figura 3.41.

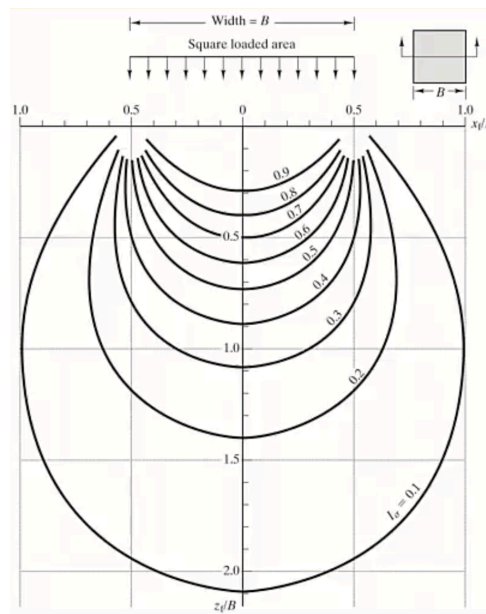


Figura 3.41 Isolinhas de tensão relativas a sapata quadrada. (Poulos, et al., 1974)

3.5.10 Solução elástica relativa ao vértice de fundação retangular

Como já observado até aqui, ao longo do presente capítulo, a resolução de equações analíticas relativas a uma determinada configuração de carregamento, poderá ser extremamente laboriosa, sendo que por norma se faz uso de equações simplificadas com um grau de rigor tido como aceitável, podendo efetuar-se consulta de determinados fatores de influência I , existentes em ábacos específicos relativos a cada situação de carga.

Na figura 3.42, poderá observar-se a geometria relativa à determinação do valor da tensão induzida em profundidade segundo a vertical definida pelos vértices de uma fundação retangular.

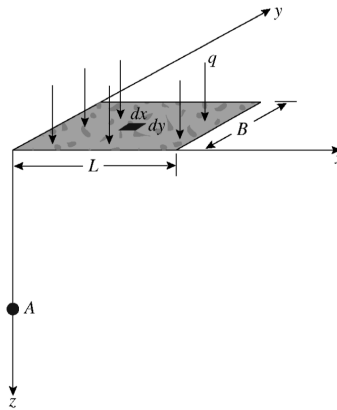


Figura 3.42 Esquema geométrico relativo a uma fundação retangular. (Murthy, 2003)

Podendo o valor da tensão induzida a determinada profundidade, ao longo dos alinhamentos verticais referentes aos vértices da fundação, ser definida pela expressão simplificada:

$$\Delta q_z = q I_z \quad 3.33$$

Sendo que na expressão anterior consta o fator de influência I_z , que poderá ser obtido, através de uma das duas seguintes expressões condicionais:

$$\text{Se : } B^2 + L^2 + z_f^2 < B^2 \frac{L^2}{z^2}$$

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2BLz\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}{z^2(B^2L^2 + z^2) + B^2L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2z^2}{B^2 + L^2 + z^2} \right) + \pi - \sin^{-1} \frac{2BLz\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}{z^2(B^2 + L^2 + z^2) + B^2L^2} \quad 3.34$$

senão :

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2BLz\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}{z^2(B^2L^2 + z^2) + B^2L^2} \right) \left(\frac{B^2 + L^2 + 2z^2}{B^2 + L^2 + z^2} \right) + \sin^{-1} \frac{2BLz\sqrt{B^2 + L^2 + z^2}}{z^2(B^2 + L^2 + z^2) + B^2L^2} \quad 3.35$$

ou mediante aplicação direta da expressão :

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 2} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right) \quad 3.36$$

com :

$$m = \frac{B}{z}, \quad n = \frac{L}{z}$$

podendo o mesmo parâmetro ser determinado pela expressão simplificada:

$$I_z = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{B}{2z} \right)^{1.38 + 0.62B/L}} \right)^{2.6 - 0.84B/L} \quad 3.37$$

ou de forma alternativa mediante observação do ábaco da figura 3.43.

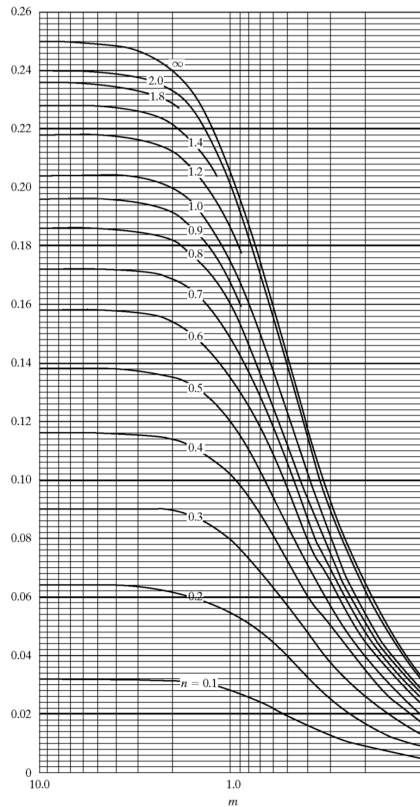


Figura 3.43 Parâmetro I_z , função dos parâmetros m e n. (Poulos, et al., 1974).

ou ainda mediante consulta dos valores pré calculados do parâmetro, presentes no quadro 3.16.

Quadro 3.16 Valores pré calculados do parâmetro I_z , para diferentes valores de n e m.

n	m									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0559	0.0629	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013
0.5	0.0198	0.0387	0.0559	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1311	0.1361
0.7	0.0242	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1169	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752
1.2	0.0293	0.0573	0.0832	0.1063	0.1263	0.1431	0.1570	0.1684	0.1777	0.1851
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914
1.6	0.0306	0.0599	0.0871	0.1114	0.1324	0.1503	0.1652	0.1774	0.1874	0.1955
1.8	0.0309	0.0606	0.0880	0.1126	0.1340	0.1521	0.1672	0.1797	0.1899	0.1981
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999
2.5	0.0314	0.0616	0.0895	0.1145	0.1363	0.1548	0.1704	0.1832	0.1938	0.2024
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034
4.0	0.0316	0.0619	0.0901	0.1153	0.1372	0.1560	0.1717	0.1847	0.1954	0.2042
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044
6.0	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1719	0.1850	0.1957	0.2045

1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
0.0293	0.0301	0.0306	0.0309	0.0311	0.0314	0.0315	0.0316	0.0316	0.0316
0.0573	0.0589	0.0599	0.0606	0.0610	0.0616	0.0618	0.0619	0.0620	0.0620
0.0832	0.0856	0.0871	0.0880	0.0887	0.0895	0.0898	0.0901	0.0901	0.0902
0.1063	0.1094	0.1114	0.1126	0.1134	0.1145	0.1150	0.1153	0.1154	0.1154
0.1263	0.1300	0.1324	0.1340	0.1350	0.1363	0.1368	0.1372	0.1374	0.1374
0.1431	0.1475	0.1503	0.1521	0.1533	0.1548	0.1555	0.1560	0.1561	0.1562
0.1570	0.1620	0.1652	0.1672	0.1686	0.1704	0.1711	0.1717	0.1719	0.1719
0.1684	0.1739	0.1774	0.1797	0.1812	0.1832	0.1841	0.1847	0.1849	0.1850
0.1777	0.1836	0.1874	0.1899	0.1915	0.1938	0.1947	0.1954	0.1956	0.1957
0.1851	0.1914	0.1955	0.1981	0.1999	0.2024	0.2034	0.2042	0.2044	0.2045
0.1958	0.2028	0.2073	0.2103	0.2124	0.2151	0.2163	0.2172	0.2175	0.2176
0.2028	0.2102	0.2151	0.2184	0.2206	0.2236	0.2250	0.2260	0.2263	0.2264
0.2073	0.2151	0.2203	0.2237	0.2261	0.2294	0.2309	0.2320	0.2323	0.2325
0.2103	0.2183	0.2237	0.2274	0.2299	0.2333	0.2350	0.2362	0.2366	0.2367
0.2124	0.2206	0.2261	0.2299	0.2325	0.2361	0.2378	0.2391	0.2395	0.2397
0.2151	0.2236	0.2294	0.2333	0.2361	0.2401	0.2420	0.2434	0.2439	0.2441
0.2163	0.2250	0.2309	0.2350	0.2378	0.2420	0.2439	0.2455	0.2461	0.2463
0.2172	0.2260	0.2320	0.2362	0.2391	0.2434	0.2455	0.2472	0.2479	0.2481
0.2175	0.2263	0.2324	0.2366	0.2395	0.2439	0.2460	0.2479	0.2486	0.2489
0.2176	0.2264	0.2325	0.2367	0.2397	0.2441	0.2463	0.2482	0.2489	0.2492

Do exposto importa ainda referir, que a determinação do valor da tensão induzida ao longo da vertical definida pelos vértices de uma fundação retangular, permite que na consideração da sobreposição de efeitos, se possam obter os valores da tensão induzida relativamente a um leque alargado de configurações geométricas, sendo tal consideração obviada nos pontos seguintes.

3.6 Sobreposição de efeitos

Dada a forma das fundações não se restringir às geometrias até aqui apresentadas, e ser por vezes relevante a determinação expedita do incremento de tensão em pontos interiores e exteriores à fundação, é seguidamente exposta a aplicabilidade do princípio da sobreposição de efeitos, que permitirá a determinação expedita da tensão em alguns pontos de interesse pertencentes a situações de geometria algo mais elaboradas, onde se poderá efetuar a divisão da mesma em retângulos, calculando-se o valor do incremento de tensão relativo ao vértice de cada um.

Na figura 3.44, poderá observar-se a divisão efetuada para uma fundação em 3 áreas retangulares, para a determinação do valor da tensão induzida em P, relativa à ao vértice reentrante de uma fundação em L.

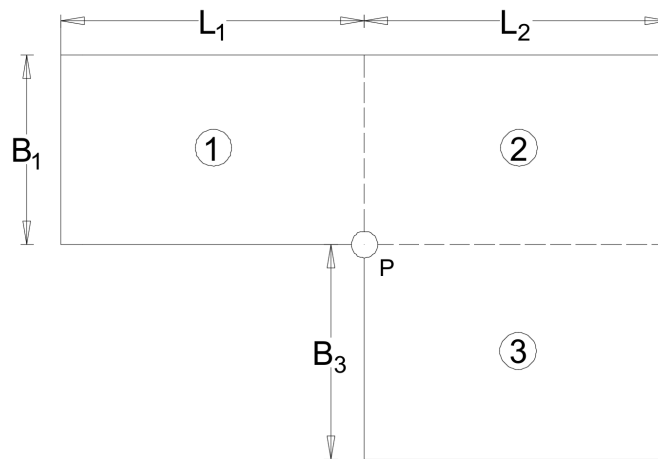


Figura 3.44 Divisão em 3 áreas retangulares de uma fundação em L.

Efetuada a divisão acima apresentada, deverá para cada um dos retângulos considerados ser efetuada a determinação do valor da tensão induzida no vértice coincidente com o ponto P, sendo que para tal, bastará seguir um dos procedimentos definidos em 3.5.10, relativos à determinação do acréscimo de tensão no vértice da fundação retangular.

Assim, para cada uma das 3 áreas representadas na figura 3.44, deverão ser determinados os parâmetros n e m , sendo a determinação do valor do respetivo parâmetro relativo ao fator de influência I_z , efetuada por exemplo através da utilização do ábaco relativo à figura 3.43, obtendo-se assim o fator de influência I_z , relativo a cada área elementar, vindo o valor da tensão no ponto P, definida pelo somatório:

$$\Delta q_z = q \sum I_z \quad 3.38$$

sendo o valor de carregamento q , considerado uniforme na fundação.

No caso de se pretender obter o valor da tensão induzida Δq_{zr} a uma determinada profundidade, sob um vértice onde as 3 áreas definidas não coincidam, como ilustrado na figura 3.45, haverá necessidade de efetuar de uma nova divisão da geometria da fundação em L, previamente ilustrada.

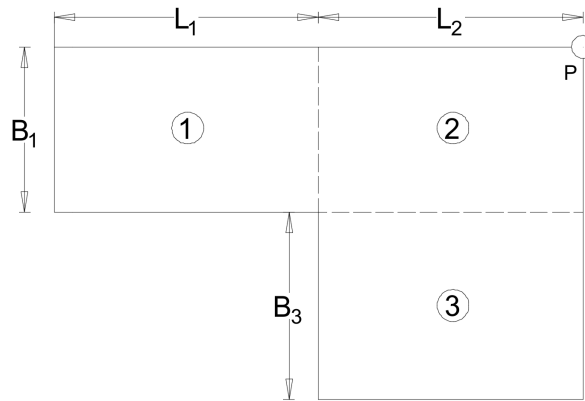


Figura 3.45 Situação de vértice não coincidente em fundação em L.

Perante a situação acima ilustrada, no intuito da solução do problema, poderá o projetista abrir mão do princípio da sobreposição de efeitos, onde somas e subtrações de efeitos poderão ser consideradas.

Assim, poderá ser efetuada a divisão da fundação em L, ilustrada na figura 3.46, nos retângulos 1 e 3, e sendo que estes possuem a área 2 em comum, bastará somar o valor das tensões induzidas pelos dois retângulos definidos, e no final efetuar a subtração da tensão induzida pela área em comum definida pelo retângulo 2.

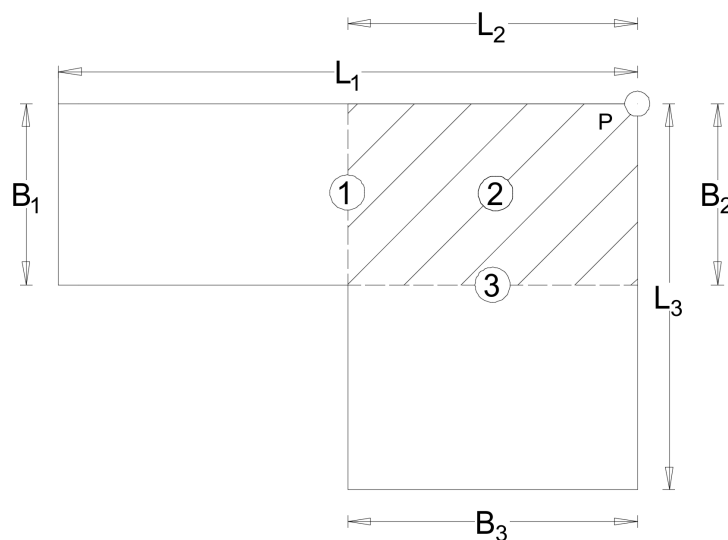


Figura 3.46 Recurso de subdivisão da fundação em L, efetuado para aplicação do princípio de sobreposição de efeitos, na situação de vértice não comum.

No caso de necessidade de se efetuar a avaliação da tensão induzida em um ponto P , situado fora da fundação, nomeadamente na intenção de saber qual o acréscimo de tensão que se irá provocar no maciço de fundação de uma edificação vizinha, situação evidenciada na figura 3.47, poderá de novo fazer-se uso do princípio de sobreposição de efeitos, domínio da teoria elástica, onde as considerações efetuadas até aqui permanecem válidas.

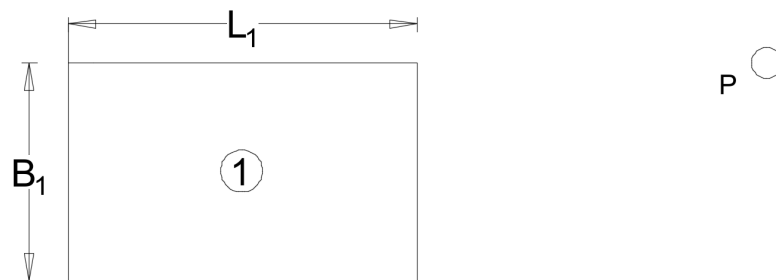


Figura 3.47 Ponto definido fora de uma fundação.

Sendo a determinação do valor de acréscimo de tensão sob o ponto P , possível, através da redefinição da área do retângulo 1, patente na figura 3.48, fazendo coincidir um de seus vértices com o ponto P , subtraindo posteriormente o valor de incremento de tensão relativa ao vértice pertencente à área acrescentada ao retângulo inicial, retângulo 2.

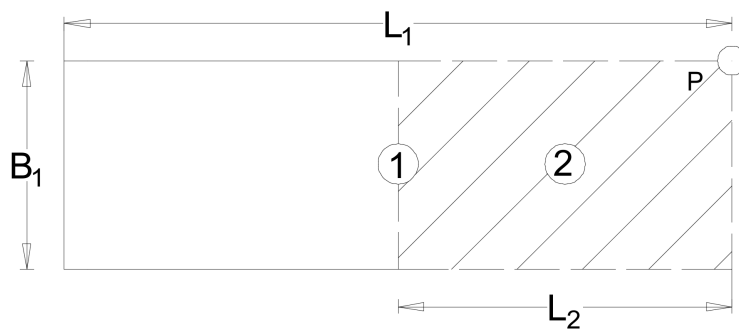


Figura 3.48 Solução adotada para determinação do valor de acréscimo de tensão em um ponto exterior à fundação.

3.6.1 Solução elástica relativa a um aterro

Dada a consideração de que por norma na natureza ocorre confinamento de estratos compressíveis, confinamento a que se reporta também o ensaio edométrico, optou-se por último apresentar, o carregamento relativo a um aterro de grande desenvolvimento, ilustrado na figura 3.49, sendo esta a forma de solicitação que mais coadunada estará com o ensaio referido.

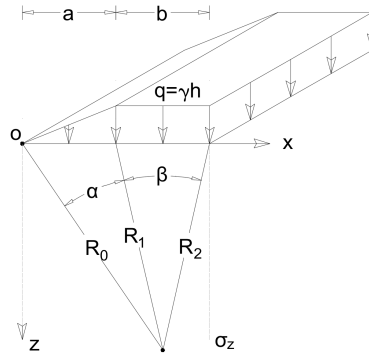


Figura 3.49 Geometria relativa a um aterro de grande desenvolvimento.

As isolinhas de tensão relativas à situação de carregamento da figura 3.49, poderão ser obtidas mediante o desenvolvimento da expressão:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi a} \left(a\beta + x\alpha - \frac{az}{R_2^2} (x - a - b) \right) \quad 3.39$$

No entanto e dada a morosidade e complexidade do processo, já anteriormente evidenciadas para as situações análogas relativas aos pontos 3.5.5 e 3.5.6, do presente capítulo, dever-se-á, em termos práticos fazer-se uso da expressão:

$$\Delta\sigma_z = 2(q \cdot I) \quad 3.40$$

Podendo o valor do fator de influência I , relativo ao aterro, ser observado no ábaco da figura 3.50, cujo valor obtido, inserido na expressão acima, permitirá a obtenção do valor da tensão induzida nos pontos situados na vertical definida pelo eixo de simetria do aterro, pontos relativos ao valor de máxima indução.

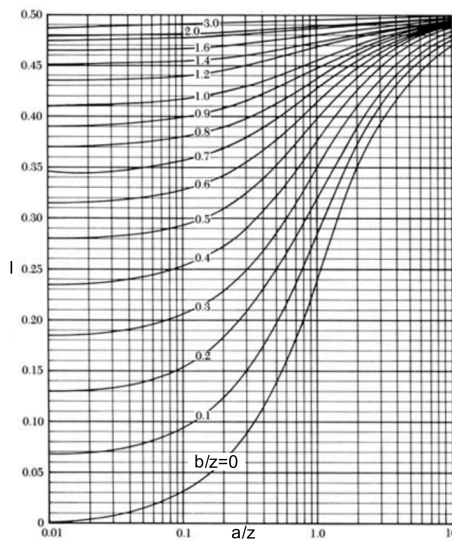


Figura 3.50 Ábaco relativo ao fator de influência I , para situação de aterro, (Osterberg, 1957)

Podendo o valor do parâmetro I , ser também consultado em tabelas como as apresentadas em 3.5.10.

Na figura 3.51, poderá ser observada uma situação real, sendo que nela se poderá estimar o valor da tensão induzida pela estrutura que dá suporte à a uma linha de caminho de ferro, sendo que para tal se poderão seguir as considerações até aqui efetuadas.



Figura 3.51 Aterro de suporte de via férrea.

3.7 Considerações finais

As soluções elásticas retratadas neste capítulo, são no seu cerne, relativas aos valores das tensões induzidas provenientes das soluções de equações algébricas resultantes das equações diferenciais de Boussinesq, julgando ter-se abordado as soluções de maior interesse prático no contexto da geotecnia.

Ao longo do presente capítulo foi retratado que o desenvolvimento de tensões em profundidade tem um domínio de validade e premissas de simplificação que devem ser conhecidas pelo engenheiro geotécnico, para que os dados observados em campo não sejam muito discrepantes dos resultados dos processos advindos do cálculo.

Neste capítulo foram expostas também as formas existentes que possibilitam a determinação do valor do acréscimo de tensão, em um determinado ponto do maciço, nomeadamente:

- formulações simplificadas que permitem o determinar de soluções relativas a pontos específicos sob a fundação;
- formulações analíticas, que permitem a determinação das isolinhas de tensão sob a fundação;
- soluções providas da consulta de diagramas de isolinhas de tensão;
- formulações analíticas simplificadas, de aplicação mais expedita com recurso a consulta do fator de influência I_z , específico de cada situação de carregamento, nomeadamente através da consulta de ábacos ou de tabelas relativas a valores pré calculados deste parâmetro.

Ainda que não tenha sido apresentada uma análise paramétrica dos casos de carregamento apresentados, ao longo do capítulo foram tecidas considerações sobre os domínios de aplicabilidade relativos a diferentes formas de fundação, sendo porventura relevante dizer, que a consideração de fundação com um lado L , de desenvolvimento infinito vai ao encontro de soluções em que o lado L , da fundação é maior ou igual a 5 vezes o lado menor B , da mesma, tendo este estudo, ainda que não apresentado, sido efetuado.

Ao longo do capítulo que agora finda, foi ainda evidenciado que o desenvolvimento da tensão em profundidade em muito depende da geometria que solicita o maciço, sendo que no caso da consideração de duas dimensões finitas, de forma circular ou retangular, a profundidade relativa à indução de tensões é consideravelmente menor, comparativamente à obtida na consideração de uma sapata com uma dimensão de grande desenvolvimento tendo sido obviado que o valor da tensão vertical induzida ao aumenta no seu desenvolvimento em profundidade de forma proporcional ao valor da dimensão transversal e longitudinal da área carregada.

Sendo que nos solos reais existe variação em profundidade das constantes elásticas do maciço, verificando-se muitas das vezes ocorrência de heterogeneidades também, algumas das simplificações relativas aos modelos elásticos poderão ser desadequadas, pelo que o conhecimento crítico desta situação sempre deverá ter em atenção a segurança, devendo o projetista confrontar os valores de assentamento por si estimados, com os advindos da monitorização da obra e daí retirar frutíferas relações. No entanto, segundo (Fernandes, 2016), a consideração da teoria elástica na determinação do valor das tensões induzidas no maciço é válida para a grande maioria das situações de carga, dado que segundo o referido autor:

- o desenvolvimento em profundidade do valor das tensões induzidas num meio elástico não homogéneo, não depende de forma relevante do aumento

do valor do módulo de deformabilidade em profundidade para casos de não muito significativa mudança desta parâmetro;

- as soluções elásticas são aceitáveis devido ao facto da indução de tensões relativas a fundações com desenvolvimento finito em planta, se reportarem a profundidades pouco pronunciadas.

Deverá ainda referir-se que tendo sido efetuada uma leve abordagem relativa a modelação de carregamento com recurso a software de elementos finitos, fácil será antever que a sua aplicabilidade mais se adequará a situações que envolvam algum grau de complexidade, pelo que se aconselha a sua utilização.

Em todo o caso recomenda-se a consulta de uma das obras de referência utilizadas na elaboração do presente capítulo, (Poulos, et al., 1974), onde se poderão observar soluções relativas a inúmeras situações presentes no dia à dia da geotecnia.

CAPÍTULO 4 PROGRAMA DE TRABALHOS

4.1 Introdução

Os parâmetros abordados no capítulo 2, nomeadamente os respeitantes aos índices físicos do solo, à curva granulométrica, na qual se inserem os ensaios de peneiração e sedimentação, e os limites de Atterberg, carecem obviamente da realização de ensaios laboratoriais, sendo o propósito deste capítulo a exposição do trabalho de campo e laboratorial efetuada.

Assim, ao longo da referida exposição, serão tecidas algumas considerações a pormenores relativos à realização dos ensaios efetuados, e sempre que se julgue útil, referência, nomeadamente a considerações técnico-teóricas presentes nas normas que os norteiam.

Importa ainda referir, que o arranque em termos de cálculo dos parâmetros relativos ao ensaio edométrico, carece de prévio conhecimento dos índices físicos:

- γ_{si} , massa específica aparente húmida inicial;
- w , teor de humidade inicial;
- γ_{hi} , massa específica aparente seca inicial;
- e_0 , índice de vazios inicial;
- S_i , grau de saturação inicial;
- h_s , altura dos sólidos.

índices, cuja obtenção deverá preferencialmente preceder a realização do ensaio edométrico.

4.2 Parâmetros de consolidação, instrumentação e ensaios afins

Os parâmetros relativos ao ensaio edométrico permitirão a obtenção da estimativa do tempo e da magnitude do assentamento associado à existência de estratos compressíveis, sendo estes:

- c_v , coeficiente de consolidação vertical;
- C_r , índice de recompressibilidade;
- C_c , índice de compressibilidade;
- C_s , índice de expansibilidade;
- a_v , coeficiente de compressibilidade;
- m_v , coeficiente de compressibilidade volumétrica.

Sendo o primeiro parâmetro, dos acima referidos, relativo ao tempo de consolidação, e os restantes parâmetros relativos à magnitude do assentamento.

Os parâmetros de consolidação são por norma determinados mediante a realização de ensaios edométricos em edómetros não instrumentados.

Atendendo à evolução que em mecânica de solos se tem observado, nomeadamente a relativa à penetração de sistemas automáticos de aquisição de dados, e dada a sensibilidade que o ensaio tem relativamente a erros de leitura por parte de operadores humanos, aquando de registo de valores afetos aos extensómetros mecânicos, de precisão de centésima de milímetro, nos intervalos de tempo definidos pela norma do ensaio, particularmente os afetos aos seus primeiros instantes, relativos aos tempos de 7,5, 15 e 30 segundos, aliado ao facto do ensaio requerer leituras nos tempos de 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos e nos tempos de uma, duas, quatro, oito e 24 horas, (ABNT, 1990), optou-se pela instrumentação dos edómetros, dotando assim o ensaio de um sistema de aquisição e registo automático de dados, com transdutores/extensómetros de precisão de milésima de milímetro.

Dentro do contexto da obtenção dos parâmetros de consolidação, deverá fazer-se referência à existência de edómetros cuja aplicação de carga é efetuada por pistões eletromecânicos, sendo os estágios de tensão aplicados automaticamente nos tempos definidos pela norma.

Neste contexto deverá ser feita referência à célula de Rowe, e ao ensaio CPTU, com piezocone, dado que através da realização destes ensaios, também é possível a obtenção de parâmetros relativos ao fenómeno da consolidação, ainda que "a metodologia bem definida relativa à interpretação de resultados e à simplicidade de execução do ensaio edométrico, o torne ainda muito utilizado na atualidade", (Carvalho, 1989).

A célula de Rowe permite algumas considerações suplementares relativamente às obtidas nos ensaios edométricos tradicionais, nomeadamente:

- possibilidade de ensaiar provetes de maiores dimensões;
- aplicação hidráulica de cargas e descargas;

- ensaio menos suscetível aos efeitos de vibração de um sistema de carga por alavanca;
- controlo das condições de drenagem do provete, nomeadamente drenagem radial;
- diminuição de erros de leitura de assentamentos, causados por deformações do sistema de carga;
- comum implementação de processamento automático de dados; (Gandaio, 2012).

podendo na figura 4.1 observar-se a referida célula.



Figura 4.1 Célula de Rowe.

Relativamente ao ensaio CPTU com piezocone, este diz respeito a um ensaio que é efetuado insitu, ensaio de comum utilização em solos finos problemáticos, nomeadamente no Brasil, anda que a sua utilização seja compatível com distintas condições geológicas do maciço, sendo um ensaio que permite a determinação quase instantânea da estratigrafia do terreno.

O ensaio CPTU consiste na cravação a velocidade constante, de uma ponteira instrumentada com três sensores que permitem a obtenção de dados referentes à resistência de ponta q_c , à resistência por atrito lateral f_s , e ao valor das pressões neutras u .

Mediante recurso a correlações relativas ao ensaio referido, poderão ser obtidos valores de especial interesse, nomeadamente:

- estratigrafia;
- coeficiente de consolidação vertical c_v , e horizontal c_h ;
- densidade relativa;
- historial de tensões, (OCR);
- coeficiente de permeabilidade, k .

podendo computador de campo relativo ao ensaio ser observado na figura 4.2 a), e os gráficos relativos aos registos dos sensores na figura 4.2 b).

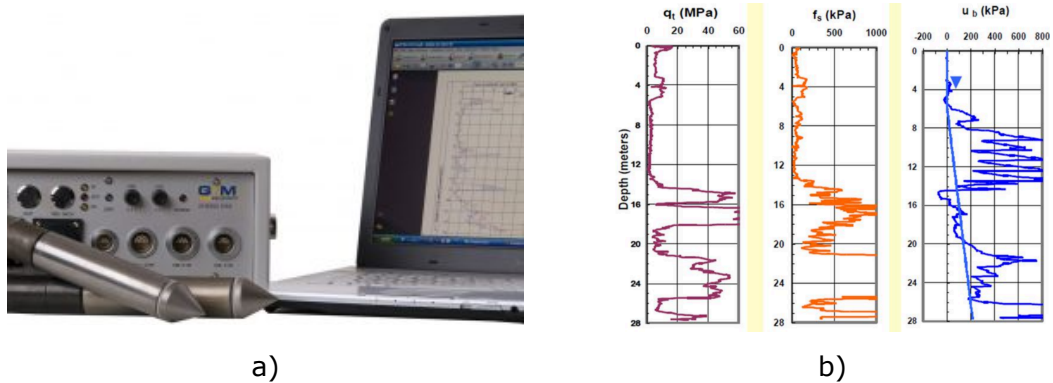


Figura 4.2 Ensaio CPTU: a) Computador de campo; b) Gráficos relativos a q_{ct} , q_c , f_s e u .

O cone elétrico do ensaio CPTU, realiza leituras a cada centímetro de penetração, sendo a sua cravação associada a um incremento de tensão neutra, que se dissipa quando a cravação cessa o seu avanço.

Portanto, para obter o registo das pressões a determinada profundidade, bastará parar a cravação da ponteira e registar a velocidade com que o excesso de pressão neutra se dissipa, e assim obter parâmetros relativos à consolidação do maciço, tratando-se de um ensaio aliciente para a prospeção geotécnica.

Não indo contra o observado, mas de certa forma complementando-o, fazendo uso das palavras de Terzaghi, de que “o resultado não depende da perfeição do equipamento, mas da verdade do propósito, sendo que quanto mais simples e barato o aparelho, melhor o propósito se expressa, sendo que instrumentos caros e sensíveis pertencem à situação em que já se tem um domínio claro dos fenômenos naturais”.

Pós parafrasear o autor da teoria da consolidação, e por muitos considerado o fundador da disciplina de mecânica de solos, e um dos percussores que estão na génese do ensaio tratado na presente tese, dar-se-á agora enfoque ao trabalho de campo efetuado, aos ensaios de laboratório realizados, prévios à realização do ensaio edométrico, sendo referidos alguns tópicos relacionados com a preparação deste último, cujos resultados serão apresentados em detalhe no próximo capítulo.

Na figura 4.3 poderá observar-se a instrumentação efetuada aos edómetros do laboratório de geotecnia, em um momento em que o ensaio decorria.



Figura 4.3 Edômetros instrumentados do laboratório de geotecnia.

Já na figura 4.4, poderá observar-se a interface gráfica realizada em LabView, sendo o registo de dados realizados na extensão csv, e portanto compatível com a plataforma Microsoft Excel.

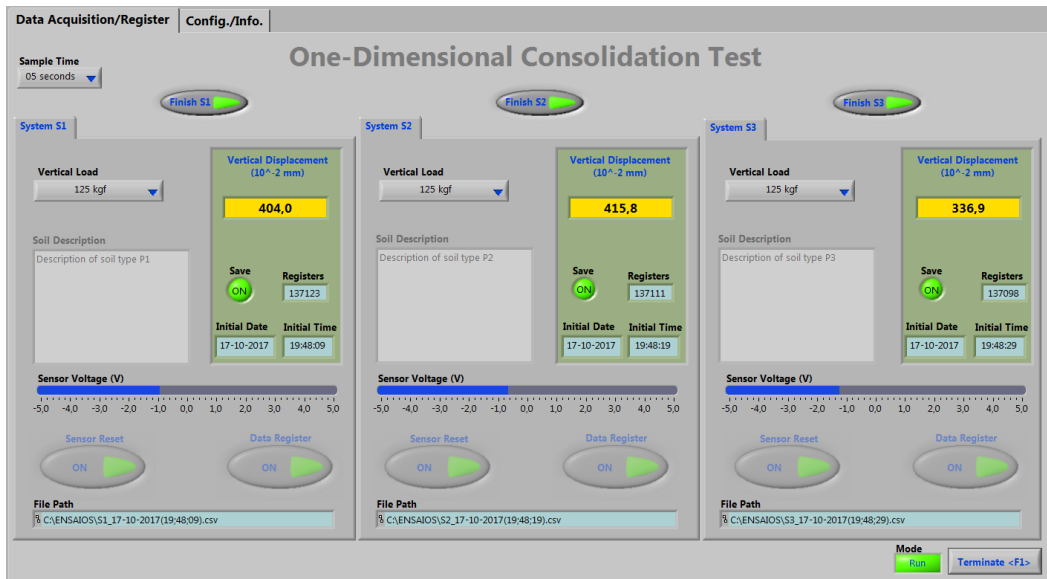


Figura 4.4 Interface gráfica do sistema de aquisição de dados.

A figura acima, diz respeito às leituras relativas a um determinado patamar de tensão, onde se observam valores de assentamentos de aproximadamente 4 milímetros.

4.3 Trabalho de campo e laboratorial

Com o intuito de recolha de amostras indeformadas de boa qualidade, foram idealizados, e posteriormente materializados no Laboratório de Engenharia Mecânica do Instituto Politécnico de Bragança, três amostradores que permitiram a amostragem realizada em campo e posteriormente a extração em laboratório das respetivas amostras, podendo nas figuras 4.5 a), b) e c), observar-se o desenho de projeto, o molde de extração e a peça inicialmente definida para a extração das amostras.

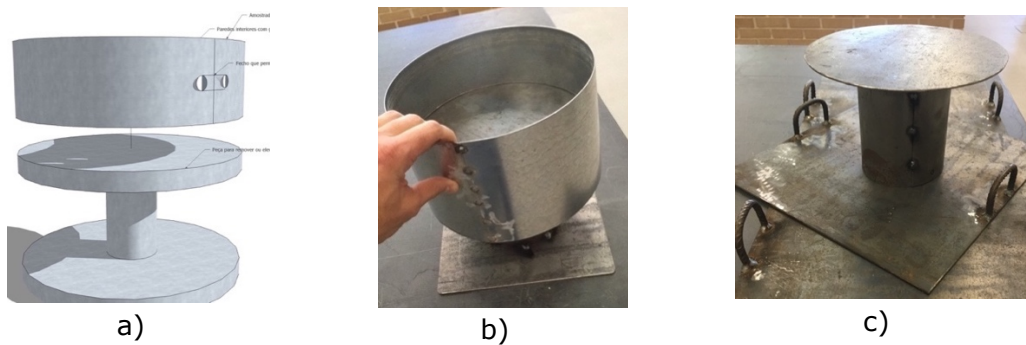


Figura 4.5 a) Projeto do molde de extração; b) amostrador; c) Base de extração do solo do amostrador.

Como previamente referido, os ensaios edométricos foram realizados a amostras remexidas relativas a um solo com 100 % de passados no peneiro #10, amostras constituídas portanto por partículas com dimensões inferiores a 2 milímetros, e a amostras indeformadas, recolhidas com os amostradores acima referidos.

Nas figuras 4.6 a) e b), poderá observar-se respetivamente, um provete de solo A, relativo a uma amostra recolhida indeformada, e um provete de solo B, relativa a uma amostra remexida cuja granulometria terá sido preparada em laboratório.



Figura 4.6 a) Provete relativo a uma amostra indeformada, solo A; b) Provete relativo a uma amostra remexida, solo B.

À prévia realização do ensaio edométrico, deverão ser determinados alguns índices físicos do solo, nomeadamente:

- γ , peso volúmico do solo;
- γ_d , peso volúmico seco do solo;
- γ_s , peso volúmico das partículas sólidas;
- w , teores de humidade dos provetes de solo.

Índices que permitem a necessária determinação do valor do índice de vazios inicial e_0 , de cada provete de ensaio.

No quadro 4.1, poderão observar-se os valores médios destes parâmetros referentes aos dois tipos de solo ensaiados, sendo que à posteriori se retratará a sua determinação.

Quadro 4.1 Índices físicos dos solos, relativos ao início do ensaio edométrico.

Solo	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	w (%)
A	17,4	15,58	2,75	11,75
B	17,7	13,10	2,65	35,4

γ -peso volúmico; γ_d -peso volúmico seco; γ_s -peso volúmico das partículas sólidas; w -teor de humidade

Dado o solo B, ser um solo preparado em laboratório, referente a amostras relativas a um solo remexido com 100 % de passados no peneiro #10, e portanto com partículas de dimensões inferiores a 2 mm, respeitando assim a premissa normativa relativa à máxima dimensão que deverá ter a partícula do solo ensaiado, que segundo a norma que norteou a realização do ensaio edométrico, (ABNT, 1990), não deverá ser maior que um décimo da altura do anel da célula de carga, os provetes relativos a este solo, ver figura 4.7, foram os primeiros a ser ensaiados.



Figura 4.7 Proвете de solo B em anel de confinamento.

A realização dos ensaios relativos aos provetes de solo B, permitiram, para além da observação do comportamento mecânico de um solo com evidente plasticidade, a familiarização com os edómetros do laboratório, a afinação de certos parâmetros a eles referentes, nomeadamente técnicas de nivelamento, tendo-se efetuado a substituição dos parafusos dos batentes dos braços de carga, possibilitando assim um aumentar do curso de deformação de cada edómetro. Nas figuras 4.8 a), b) e c), poderá observar-se a substituição efetuada.

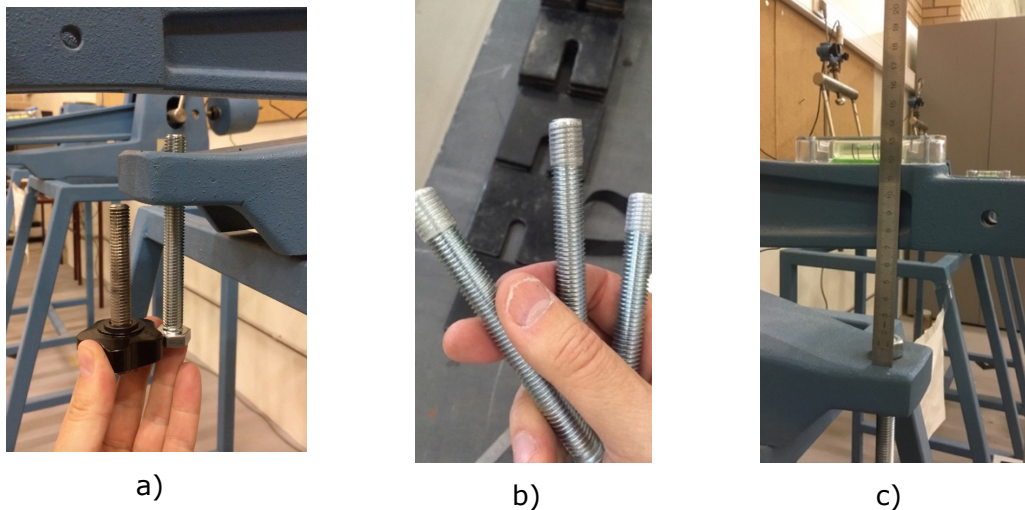


Figura 4.8 a) Substituição de batente efetuada; b) Parafusos adotados; c) Novo curso do edómetro.

Os novos parafusos permitiram assim um correto nivelamento do braço do edómetro aquando do início do ensaio, e o aplicar de estágios de tensão de maior magnitude às amostras de solo indeformadas, provenientes do terreno.

4.3.1 Recolha das amostras indeformadas

A primeira escolha do local de amostragem, local onde previamente terão sido realizados ensaios SPT, reveladores da fraca capacidade portante do solo, revelou-se não adequada, devido à existência de inertes que pelas suas dimensões não permitiam efetuar a cravação dos amostradores sem a sua danificação, tendo-se posteriormente recolhido amostras de um local relativo à futura implantação de um edifício, onde se terá observado plasticidade do solo. Nas figuras 4.9 a) e b), poderão, respetivamente, ser observados os dois locais acima mencionados.



Figura 4.9 a) Solo com elevada percentagem de cascalho; b) Local de extração das amostras de solo A.

O local de onde foram retiradas as amostras de solo, é referente a uma escavação existente, onde era possível a observação de distintos estratos de solo, sendo que a aproximadamente dois metros de profundidade era visível uma camada com acentuadas características sedimentares.

Ainda assim, à prévia cravação dos amostradores, foi efetuada uma escavação suplementar de aproximadamente um metro, para identificar zonas apropriadas de cravação.

Após a escolha do local de cravação, esta foi efetuada com o auxílio de uma trave de madeira que fez a ponte de contacto entre o amostrador e a pá mecânica do braço hidráulico, como se poderá observar nas figuras 4.10 a) e b).



Figura 4.10 a) Posicionamento do amostrador e trave auxiliar ; b) Cravação com braço hidráulico.

Por forma a perturbar o menos possível as amostras de solo, a extração das mesmas foi efetuada mediante escavação manual do solo envolvente.

Nas figuras 4.11 a), b) e c), poderá observar-se a forma como os amostradores e respetivas amostras, foram retirados do solo e colocados nas bases de transporte.

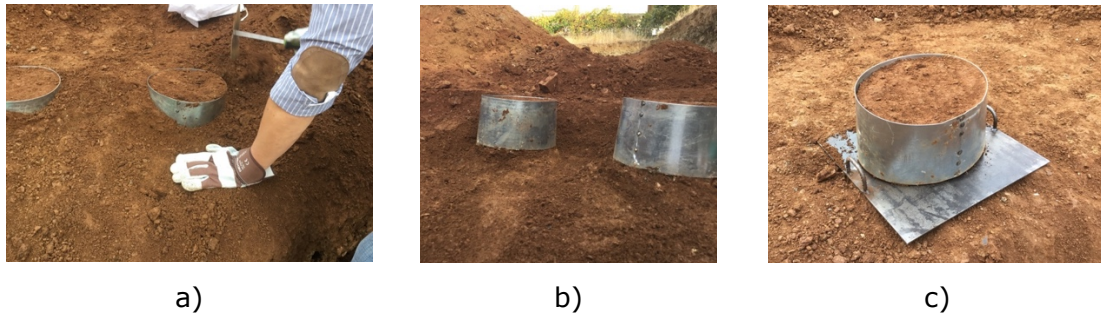


Figura 4.11 a) Escavação do solo envolvente; b) Amostradores sem solo envolvente; c) amostras de solo na base de transporte.

Convirá ainda referir, que o retirar das amostras de solo, tal como evidenciado acima na figura 4.11 b), foi efetuado com recurso a um fio de elevada resistência colocado na base dos amostradores, cujo deslizar, permitiu efetuar a descolagem das amostras do maciço.

Ainda insitu, após a retirada das três amostras de solo, foram realizadas as medições da profundidade a que as mesmas foram obtidas, e com recurso a gama-densímetro, foi realizada a medição da baridade húmida γ (kN/m^3), e do teor de humidade do solo w (%).

Nas figuras 4.12 a) e b) poderão observar-se os equipamentos de medição utilizados.



Figura 4.12 a) Gamadensímetro; b) Medição a laser realizada.

No quadro 4.2, poderão observar-se os valores dos parâmetros acima referidos, e o deduzido respetivo valor da a baridade seca do solo γ_d .

Quadro 4.2 Medições efetuadas em campo segundo o gamadensímetro.

z (m)	γ (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)
2	21,765	13	19,261

z - Profundidade de colheita; γ -peso volúmico; w -teor de humidade; γ_d - peso volúmico seco.

A observação dos quadros 4.1 e 4.2 permite identificar diferenças relativas aos parâmetros afetos ao solo A, nomeadamente os referentes ao seu peso volúmico, e peso volúmico seco, entre os dados de laboratório, relativos ao quadro 4.1, e as medições efetuadas pelo o gamadensímetro, quadro 4.2, sendo que relativamente ao valor do teor de humidade do solo ambos parâmetros convergem.

As diferenças obtidas de aproximadamente 20 % entre as medições de campo e de laboratório relativas aos parâmetros referidos, poderão estar relacionadas com a afinação do gamadensímetro, que segundo (Fernandes, 2016), é um equipamento que carece de calibração periódica. No entanto, dada a convergência relativa ao valor do teor de humidade, poderá a discrepância observada, dever-se à heterogeneidade do maciço, que nas imediações do ponto de medição, poderá ser constituído por material de maior densidade, nomeadamente por substancial percentagem de pedras na sua constituição, aliada ao facto de que as medições de laboratório foram efetuadas aos provetes de solo a ensaiar, onde tal representatividade de partículas não existia, ao que acresce considerar que as medições referidas se reportaram a apenas um ponto do maciço.

4.3.2 Extração em laboratório dos provetes de solo

Após cuidado transporte das amostras recolhidas, procedeu-se em laboratório à preparação da sua extração, tendo sido colocado em estufa algum solo recolhido.

O processo de extração dos corpos de prova, consistiu assim, na cravação progressiva dos anéis de confinamento das células de carga no solo dos amostradores, com recurso a prensa manual e anel metálico auxiliar, sendo que tal como insitu, após cravação, se tenha escavado solo em redor dos anéis cravados, e efetuada posterior extração dos mesmos, procedimentos que se poderão observar nas figuras 4.13, a) e b).



a)



b)

Figura 4.13 a) Prensa manual; b) Anel metálico auxiliar de cravação dos anéis de confinamento das amostras.

Sendo as amostras de solo recolhidas, relativas a uma areia siltosa, solo A, o procedimento de extração e preparação de provetes para ensaio foi dificultado devido a existência de inertes na sua constituição, pelo que estes inviabilizariam o correto decorrer do ensaio edométrico, tendo sido realizadas várias cravações até se conseguirem obter três corpos de prova para ensaio. Nas figuras 4.14 a), b) e c) poderão observa-se corpos de prova admitidos e não admitidos a ensaio.



a)



b)



c)

Figura 4.14 a) Corpo de prova de ensaio; b) Corpo não admitido; c) Corpo não admitido.

4.4 Ensaios normativos

Como já até aqui admitido, a observação da curva granulométrica de um solo permite a antevisão do seu comportamento mecânico, tendo a plasticidade que um solo apresenta, relação direta com o seu teor de humidade, com a sua quantidade de finos, e a atividade dos minerais de argila nele presentes.

Sendo o solo analisado, relativo às amostras indeformadas de uma areia siltosa, classificação já atribuída no capítulo 2 da presente tese, segundo o Sistema

Unificado de Classificação de Solos, tratar-se-á de um solo cuja plasticidade estará no limite de ser condicionante do seu comportamento mecânico. (NP-143, 1969).

Neste ponto serão então abordados de forma sucinta a determinação da curva granulométrica do solo A, os limites de consistência dos solos A e B, e a respetiva determinação da massa volúmica das suas partículas.

4.4.1 Peneiração e sedimentação

Os ensaios abordados nos dois seguintes pontos permitirão então o traçar da curva granulométrica do solo, tendo sido já tecidas algumas considerações acerca da sua observação, nomeadamente a necessidade do seu conhecimento para a correta atribuição de nomenclatura ao solo.

4.4.1.1 Ensaio de peneiração

O ensaio de peneiração, terá sido efetuado segundo a norma de referência, (LNEC-E-239, 1970), coadjuvada de considerações auxiliares existentes na norma (NP-EN-933-1, 2012).

Nas figuras 4.15 a) e b), poderá observar-se parte do procedimento de ensaio de peneiração realizado, nomeadamente a pesagem do início da amostra de solo a peneirar, e a vibração mecânica, em peneiração, a este efetuada.



a)



b)

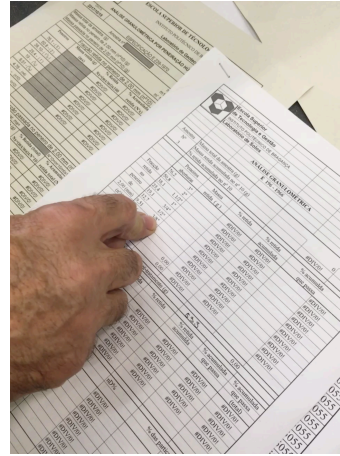
Figura 4.15 a) Pesagem do material a peneirar; b) Vibração mecânica do solo.

Ainda relativamente ao ensaio de peneiração, relativamente à série de peneiros ASTM utilizada, a nomenclatura do número de peneiro, como por exemplo, a do peneiro de malha 0,075 milímetros, peneiro #200, que diferencia os finos e os grossos do solo, deve a sua nomenclatura ao facto de por polegada quadrada existirem duzentas divisões de malha, obviando a proveniência do ensaio, e as bases da sistematização do conhecimento e utilização de agregados.

Nas figuras 4.16 a) e b), poderá observar-se a malha de peneiros de ensaio, e as fichas de laboratório relativas ao resultados dos ensaios efetuados.



a)



b)

Figura 4.16 a) Série de peneiros de ensaio; b) Fichas relativas aos resultados da análise granulométrica.

4.4.1.2 Ensaio de sedimentação

O ensaio de sedimentação, efetuado ao solo A, areia siltosa, terá seguido o procedimento estipulado na norma (LNEC-E-196, 1966).

O ensaio de sedimentação é um ensaio delicado, com algumas simplificações consideradas, que segundo (Fernandes, 2016), levarão a erros mais ou menos apreciáveis.

O ensaio consiste na prévia desfloculação de 100 gramas de solo, passado no peneiro #10, de abertura 2 milímetros, e posterior colocação em proveta graduada, cujo volume conjunto de solo e água destilada deverá perfazer 1 litro. Seguidamente é mergulhada na mistura, um densímetro calibrado, que ao longo do ensaio vai descendo na proveta, devido à descida de densidade do líquido envolvente, dada a precipitação das partículas de solo.

A maiores velocidades de precipitação, estarão associadas partículas de maior diâmetro, sendo a determinação do diâmetro equivalente das partículas de solo, efetuada segundo a lei de Stokes, cuja formulação se refere a partículas esféricas, sendo já esta uma simplificação admitida pelo ensaio.

Do exposto, aprez dizer, que se trata de um ensaio extremamente técnico e delicado, apetecível de observação cuidada em eventuais estudos futuros.

Nas figuras 4.17 a), b) e c), poderão ser observadas etapas do ensaio.

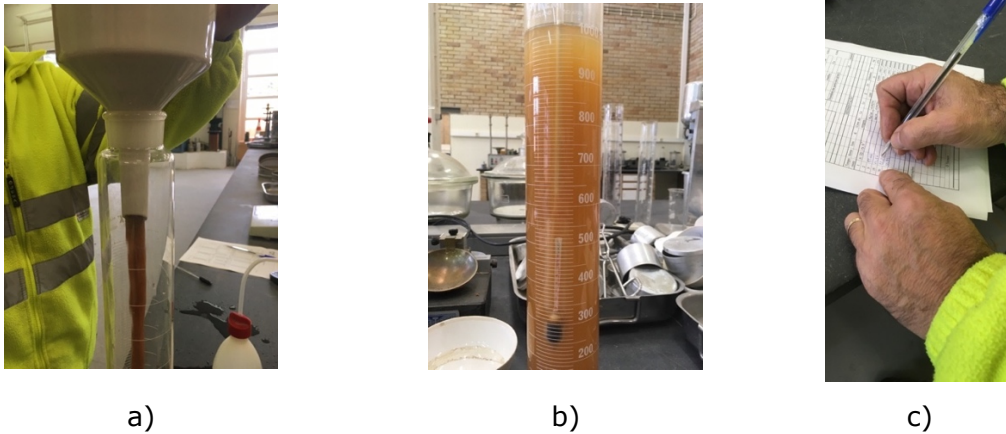


Figura 4.17 a) Enchimento da proveta graduada; b) Precipitação de finos e descida do densímetro; c) Anotação de tempos de descida do densímetro.

4.4.2 Determinação dos teores de humidade

A determinação do valor dos índices de vazios do solo e_0 , nomeadamente os referentes aos provetes de ensaio, requer a prévia determinação do peso específico do solo γ , do seu teor de humidade w , e da densidade das suas partículas sólidas G_s , parâmetros estes expostos no presente e nos dois pontos seguintes.

No quadro 4.3, poderão observar-se as determinações relativas ao peso específico húmido γ , de cada provete ensaiado, relativos aos solos A e B.

Quadro 4.3 Pesos específicos γ , relativos aos provetes ensaiados, em (kN/m^3) .

	1	2	3
Solo A	16,614	18,307	17,305
Solo B	17,809	17,418	17,985

Tendo os valores acima sido determinados mediante pesagem do conjunto, solo, anel de confinamento e filtros, e posterior subtração do peso destes dois últimos, dividindo-se o valor obtido, pelo volume interno de anel, obtendo-se assim o valor do peso específico húmido de cada amostra.

4.4.3 Determinação dos teores de humidade

A determinação do valor do teor de humidade de cada provete ensaiado seguiu o estabelecido na norma (NP-84, 1965), sendo este um parâmetro que resulta do quociente, entre diferença da massa de água existente na amostra húmida e seca, após secagem em estufa, e a massa de solo seca, como se poderá observar na expressão 4.1.

Para a determinação deste parâmetro, a amostra de solo húmida, de massa conhecida, é inserida em estufa ventilada durante 24 horas, à temperatura constante de 105 a 110 graus Celsius, sendo após este período de novo determinada a sua massa, sendo a diferença entre este valor e o peso inicial da amostra relativo à massa de água evaporada, vindo o teor de humidade definido pela expressão:

$$w (\%) = \frac{\text{massa de água evaporada}}{\text{massa de solo seca}} \quad 4.1$$

No quadro 4.4, poderão observar-se os valores obtidos do parâmetro para os dois tipos de solo ensaiados.

Quadro 4.4 Teores de humidade $w (\%)$, dos provetes de solo A e B.

	1	2	3
Solo A	11,75	11,75	11,75
Solo B	35,97	34,44	35,91

Os valores dos teores de humidade $w (\%)$, relativos às amostras de solo B, respeitantes ao silte de mediana plasticidade, preparado em laboratório, corresponderão neste solo a uma situação próxima da saturada.

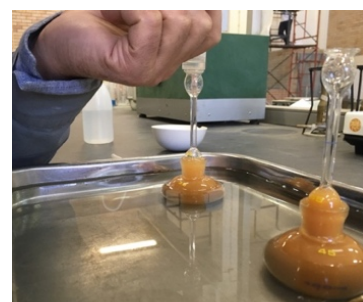
4.4.4 Densidade das partículas de solo

A determinação da densidade das partículas sólidas das amostras, seguiu o procedimento estabelecido na norma (NP-83, 1965), sendo esta relativa às partículas passadas no peneiro #4, de abertura 4,76 milímetros.

Nas figuras 4.17, a) e b), poderão observar-se duas etapas referentes ao procedimento normativo.



a)



b)

Figura 4.18 a) Extração do ar remanescente por ebulição; b) Preenchimento do picnómetro com água destilada.

O rigor da determinação deste parâmetro, densidade das partículas sólidas G_s , carece do escrupuloso cumprir do estabelecido na norma, sendo que a desconsideração de alguns pormenores nela presentes, poderá levar a distorções do real valor do parâmetro, nomeadamente o não respeitar do tempo referente à embebição da massa de solo no picnómetro, que deverá ser de 12 horas.

No quadro 4.5, poderão observar-se os valores médios obtidos para a densidade das partículas sólidas.

Quadro 4.5 Densidade das partículas sólidas dos solos A e B.

Solo A	Solo B
2,75	2,65

Observe-se, que dada a proximidade dos valores determinados, relativos aos valores das densidades das partículas sólidas dos solos A e B, sem surpresa, uma determinação menos atenta das etapas definidas na norma levaria a uma flutuação ou até mesmo inversão dos valores determinados.

4.4.5 Limites de consistência

Os limites de consistência, conhecidos também pelo nome do Professor e químico que os estabeleceu, Albert Atterberg, como limites de Atterberg, são hoje uma forma expedita e padronizada de observar e caracterizar a plasticidade de um solo fino. Não sendo limites na sua génese, definidos no âmbito da geotecnia, mas para ela transportados por Terzaghi, cuja determinação padronizada foi estabelecida por seu auxiliar, Arthur Casagrande, devido à relevância que tais parâmetros têm no comportamento mecânico do solo.

A determinação dos limites acima referidos, nomeadamente, os limites de liquidez e de plasticidade, seguiram os procedimentos estabelecidos na norma (NP-143, 1969).

A determinação dos limites de liquidez w_L (%), e do limite de plasticidade w_p (%), será aplicável a solos que na sua constituição possuam pelo menos cerca de 30 % em material de dimensões inferiores a 0,05 mm (NP-143, 1969). Observe-se, que o peneiro de menor abertura, da série de peneiros ASTM, o peneiro #200, tem uma abertura de 0,075 milímetros, e portanto, em rigor, o ensaio de sedimentação deverá preceder à realização dos ensaios relativos à determinação dos limites de consistência.

Pelo exposto, verifica-se que a plasticidade do solo A, estará no limite de condicionar o comportamento mecânico do solo, dada a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,05 milímetros ser algo inferior a 30%.

4.4.5.1 Limite de liquidez

Concetualmente, o limite de liquidez w_L (%), segundo alguns autores, ou LL (%), segundo a Norma Portuguesa, representa o teor em água no solo quando este apresenta comportamento líquido, ou seja, quando este toma a forma do recipiente onde é colocado. Obviamente que quando o teor em água natural insitu, se aproxima deste limite, a capacidade portante do maciço é diminuta.

Na figura 4.19, poderão observar-se instrumentos afetos ao ensaio e o início do seu procedimento.

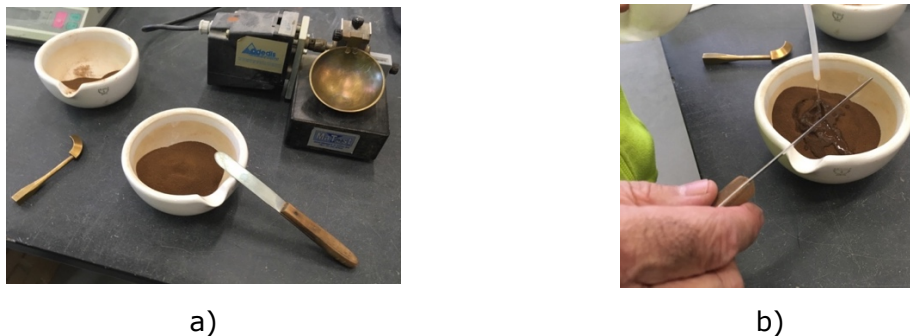


Figura 4.19 a) Utensílios para determinação do limite de liquidez; b) Início do procedimento de determinação do limite de liquidez.

O ensaio consiste assim na prévia preparação de 4 amostras de 100 gramas de solo seco, preferencialmente seco em estufa, passadas no peneiro #40, de abertura 0,425 mm, sendo a cada amostra adicionada progressiva quantidade de água destilada, dotando assim as amostras de plasticidade crescente. Já na concha de Casagrande, regista-se o número de pancadas para o qual um sulco efetuado com riscador apropriado se fecha na sua base ao longo de uma extensão de meia polegada. Importante será referir que o número de pancadas registadas em cada amostra, deverá ser progressivamente menor dada a progressiva plasticidade conferida aos quatro provetes de ensaio. A crescente plasticidade conferida aos provetes de solo, deverá permitir que nos provetes 1 e dois o sulco se feche acima das 25 pancadas, e nos provetes 3 e 4, abaixo deste valor.

Deverá portanto o operador ter ou desenvolver sensibilidade suficiente, para preferencialmente, sempre adicionar de forma progressiva água destilada e nunca solo às amostras.

O valor do limite de liquidez w_L (%), ficará definido mediante a plotagem em escala logarítmica no eixo das abcissas dos valores do número de pancadas referentes aos 4 provetes para o qual o sulco se fechou, e em ordenadas, na escala aritmética os respetivos teores de humidade.

A plotagem do referido corresponderá a um gráfico definido por uma expressão de aproximação logarítmica, podendo o teor de humidade ser definido como o valor em ordenada correspondente ao valor de 25 pancadas.

Nas figuras 4.20 a), b) e c), poderá respetivamente, observar-se um provete de solo na concha de Casagrande, o sulco gerado pelo riscador, e as anotações relativas ao número de pancadas e respetivos teores de humidade dos provetes de solo.

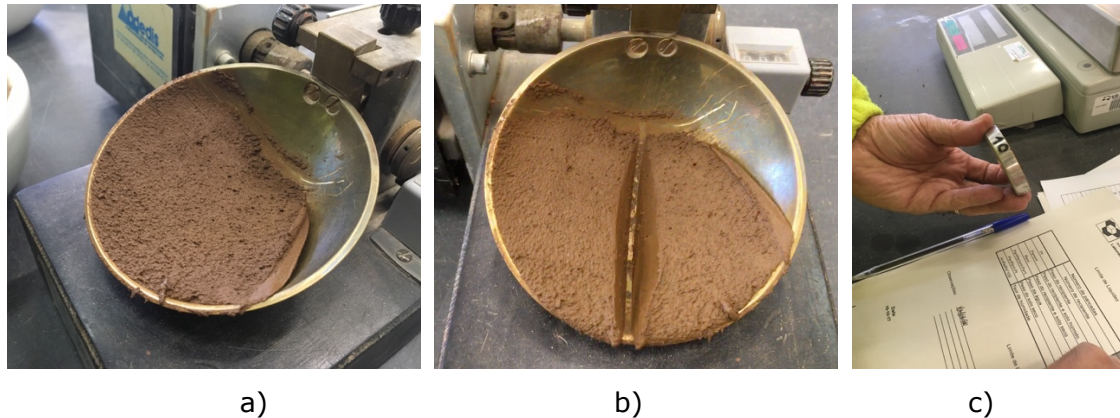


Figura 4.20 a) Concha de Casagrande com amostra de 100 gramas de solo; b) Sulco gerado pelo riscador no provete de solo; c) Anotação de resultados.

4.4.5.2 Limite de plasticidade

Tal como no limite previamente tratado, limite de liquidez w_L (%), o limite de plasticidade w_p (%), é definido como o teor de humidade w (%), relativo ao limite inferior do comportamento plástico do solo, verificando-se neste limite, perda da capacidade de o moldar sem o fraturar.

Neste ensaio, a 4 porções de 20 gramas de solo passadas no peneiro #40, de malha 0,425 mm, é adicionada água destilada, sendo posteriormente, por rolamento manual sobre uma placa de vidro, progressivamente transformadas as porções em filamentos de até 3 milímetros de diâmetro. Nas figuras 4.21 a) e b), poderá observar-se o rolamento de uma porção de solo por parte do operador do ensaio, e os filamentos cilíndricos de solo obtidos. (Bardet, 1997).

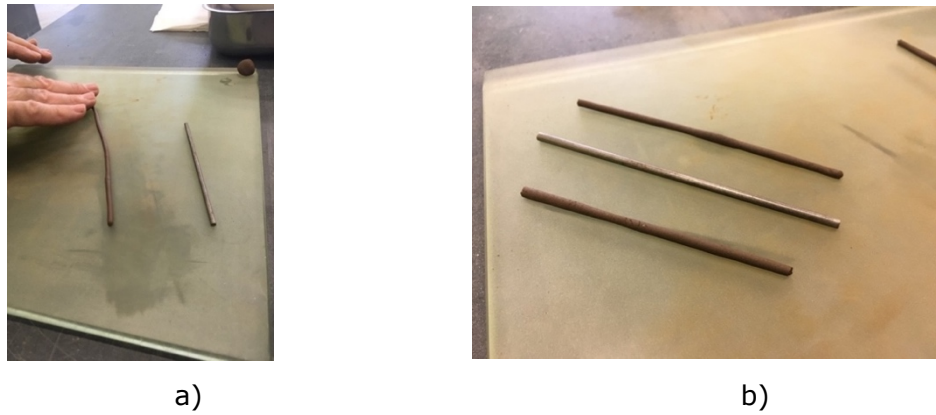


Figura 4.21 a) Operação de rolagem do solo; b) Filamentos cilíndricos de solo de aproximadamente 3 milímetros de diâmetro.

Para cada amostra, uma vez obtido o filamento cilíndrico de solo de aproximadamente 3 milímetros de diâmetro, se nele não se observar fratura, o processo repetir-se-á, transformando-se o filamento de novo em esfera e de novo em filamento.

A repetição deste processo leva a progressiva perda do teor de humidade do solo, pelo que a dado ponto este se fratura, sendo este considerado o limite de plasticidade do mesmo, reportando-se esta determinação, ao teor de humidade existente na amostra aquando de tal fracturação.

No quadro 4.6, poderão observar-se os valores dos limites de Atterberg determinados, e restantes parâmetros de plasticidade, relativos aos dois solos ensaiados, não tendo sido determinada a atividade do mineral de argila do solo A, dado não se ter realizado o ensaio de sedimentação a este solo.

Quadro 4.6 Limites de Atterberg, LP e LL , e parâmetros relativos à plasticidade do solo.

	w (%)	S_i (%)	LP (%)	LL (%)	I_p (%)	I_c	A_t
Solo A	11,75	44,4	13,2	25	11,8	1,13	1,47
Solo B	35,4	95,4	34,6	50	15,4	0,95	

w - teor de humidade; S_i -saturação inicial; LP -limite de plasticidade; LL -limite de liquidez; I_p -índice de plasticidade; I_c -índice de consistência; A_t -atividade do mineral de argila.

Da observação do quadro 4.6, constata-se que o teor de humidade das amostras preparadas em laboratório, amostras de solo B, referentes a um silte de mediana plasticidade, quase corresponderá ao estado de saturação deste solo, podendo afirmar-se que que no seu estado quase saturado, o solo apresenta um teor de humidade da ordem dos 35 %.

Já para as amostras indeformadas, amostras de solo A, referentes a uma areia siltosa, e mediante consulta do mesmo quadro, constata-se que menos de metade do volume de vazios é preenchido por água, o que poderá a levar considerações suplementares, que evidenciadas serão no próximo capítulo.

O espectro de absorção de água dos dois solos, A e B, ou seja, os valores dos seus índices de plasticidade, têm valores bastante aproximados, de 11,8 % e 15,4 % respetivamente. No entanto, o espectro referido está muito desviado, dado os limites de plasticidade das amostras elaboradas em laboratório apresentarem uma décalage de valores da ordem dos 25% de maior teor de humidade para os dois limites determinados, o que levará a concluir que para baixos teores de humidade o solo A tenderá a apresentar um comportamento mais plástico.

A determinação por via indireta da atividade do mineral de argila do solo A, cujo valor determinado foi de 1,47, valor indicativo de elevada atividade do mineral, poderá relacionar-se com a sensibilidade que o comportamento mecânico do solo terá para valores de humidade relativamente baixos, ainda que esta última determinação dependerá de correta execução do ensaio de sedimentação.

Ainda relativamente à gama de valores de plasticidade observada no solo A, nomeadamente os limites de liquidez LL , e de plasticidade LP , ainda que denotem sensibilidade do solo para teores relativamente baixos de humidade, dada a relativamente baixa percentagem de minerais de argila na sua constituição, apenas em parte ela ditará o comportamento mecânico do solo, sendo porventura expressa toda a sua sensibilidade plástica para valores relativamente baixos do parâmetro w .

4.5 Considerações finais

À geotecnia importa o efetuar da correta determinação dos parâmetros físicos do solo, parâmetros estes que permitem corretamente denominar o solo à luz de um determinado sistema de classificação, e assim antever, em termos qualitativos, em certa medida as suas tendências comportamentais.

Até aqui foi determinada a curva granulométrica do solo, através da realização dos ensaios de peneiração e sedimentação, com a ressalva que ambos poderão ser alvo de uma abordagem mais minuciosa, foram tratados e determinados os índices físicos do solo, tendo sido determinados também, os seus respetivos limites de consistência, sendo que importará agora, o descrever da mecânica do seu comportamento, cujo efetuar será relatado, no tempo, e em situação de confinamento lateral, no próximo capítulo.

Convém no entanto fazer umas últimas considerações respeitante aos procedimentos tratados neste capítulo.

O trabalho de campo, nomeadamente o processo de recolha, posterior transporte e manuseamento das amostras, tem o intuito de avaliar as reais características físicas do solo *insitu*, e de antever o comportamento mecânico do maciço em solicitação. Se no caso de em qualquer das etapas referidas, se alterar a estrutura do solo, o seu espectável comportamento mecânico, dirá respeito a uma estrutura que não a do maciço terroso de recolha.

Em teoria, os resultados advindos dos ensaios de laboratório, serão extrapoláveis para o maciço terroso, sendo que sempre poderá ser considerada a representatividade das amostras relativamente ao seu meio de proveniência, pelo que estatisticamente, quanto maior for a amostragem, mais se adequará a premissa da extrapolação referida.

É sabido pela comunidade, que existem ainda discrepâncias relativas aos resultados provenientes de distintos laboratórios de ensaio, quando estes se referem à avaliação de características de um mesmo solo, pelo que se julga que o rigor e porventura a forma de como alguns ensaios se realizam, poderá ser no futuro algo de significativas melhorias.

Dada a data de proveniência de alguns ensaios e os avanços que existem em saberes afins, que progressivamente são transportados para a área da geotecnia, será de prever assim, que num futuro próximo, a determinação de alguns parâmetros do solo seja assim efetuada de forma mais científica.

Ainda assim importa referir que existe muita cientificidade no estabelecido nas normas que regem os ensaios, que quando entendidas e respeitadas, aliadas a boas considerações técnico-teóricas, permitem a obtenção de frutuoso resultados e eventuais considerações de melhoria.

Observe-se, que algumas considerações tecidas no ponto anterior, se fundamentam nos parâmetros advindos dos ensaios, sendo os valores a eles afetos, a matéria prima de elações, pelo que mais uma vez, se alerta, para a importância da sua boa determinação.

Após a exposição efetuada, será no próximo capítulo, sob o ponto de vista do ensaio edométrico, efetuada a descrição do comportamento mecânico dos solos A e B, apresentados os seus parâmetros de consolidação, e tecidas as respetivas considerações relativas à aplicabilidade do ensaio ao solo A.

CAPÍTULO 5 ENSAIO EDOMÉTRICO

5.1 Introdução

Como até aqui retratado, os solos que possuem finos na sua constituição, apresentam um comportamento mecânico por eles condicionado, dada capacidade de retenção de água que estes possuem.

São assim na literatura tratados por solos finos, plásticos ou coesivos, os solos cujo comportamento mecânica é em parte ditado por forças atrativas entre as partículas de solo e as moléculas de água.

A teoria da consolidação permite observar o fenómeno do assentamento de estratos compressíveis sob o ponto de vista da sua fenomenologia, que segundo o modelo idealizado por Tersaghi, permite a estimativa da magnitude e do tempo de consolidação associados à expulsão de água do maciço, devido ao acréscimo de tensão que nele se induz, que de forma progressiva se transfere de um excesso de pressão neutra para o esqueleto sólido do solo.

Assim, a estimativa da velocidade e da magnitude dos assentamentos associadas ao fenómeno da consolidação deverá nortear o projeto de estruturas, nomeadamente, através do valor de tensão a que se irá submeter o maciço.

A relação tensão extensão, característica da avaliação do comportamento e da resistência dos materiais, dita o limite da tensão a que estes deverão ser solicitados, em conformidade com o comportamento que em ensaio evidenciem. Na mecânica de solos, tais relações de comportamento podem ser observadas mediante a realização de ensaios edométricos, ensaios que permitem a determinação de parâmetros relativos à estimativa do tempo e da magnitude de consolidação/assentamento, nomeadamente o coeficiente de consolidação c_v , índice de compressibilidade C_c , módulo de compressibilidade α_v , e módulo de compressibilidade volumétrica m_v , para assim adequar a solicitação a que o solo deverá ser submetido, nomeadamente, através da observação do seu comportamento em ensaio. Parâmetros estes, que serão apresentados ao longo do capítulo para os solos A e B.

5.2 Considerações sobre a magnitude de assentamento

À prévia exposição da expressão que permite estimar a magnitude dos assentamentos, serão feitas as considerações introdutórias que se julgam necessárias.

A figura 5.1 permite obviar o comportamento altamente não linear do solo.

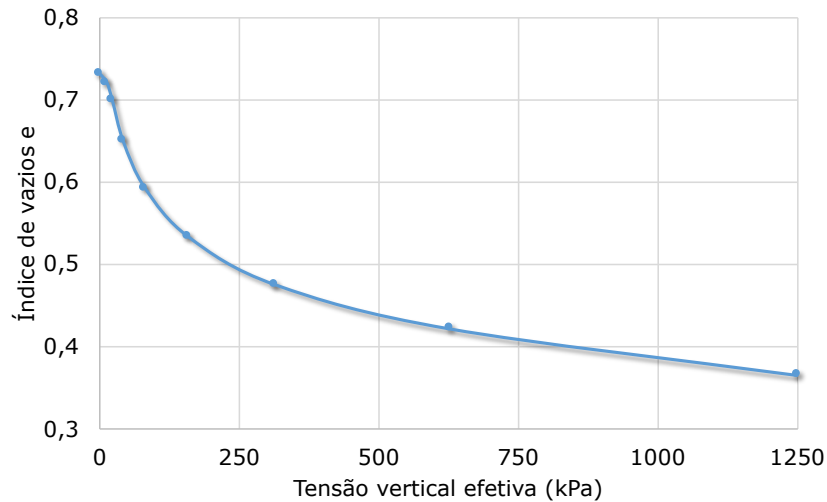


Figura 5.1 Comportamento não linear do solo, segundo o módulo de compressibilidade a_v .

Dado o acima observado, a não linearidade do comportamento do solo, faz com que a determinação dos parâmetros mecânicos que permitem o efetuar da estimativa do valor dos assentamentos, tenha um procedimento muito característico, peculiar da mecânica de solos.

Durante a realização do ensaio edométrico o solo encontra-se em estado de confinamento lateral, pelo que o valor do assentamento diz respeito à variação volumétrica uniaxial do solo.

Na figura 5.2, poderá observar-se analogia realizada por Terzaghi, respeitante à mecânica do comportamento do solo fino saturado.

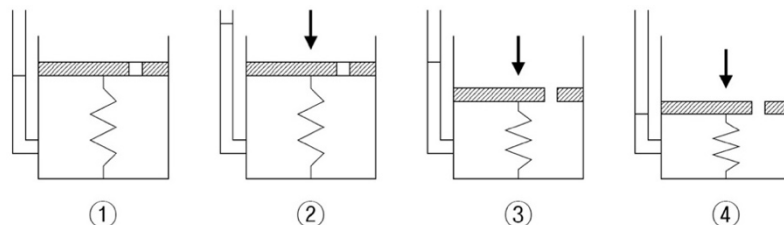


Figura 5.2 Analogia de Terzaghi relativa ao comportamento do solo fino saturado.

Terzaghi idealizou assim a mecânica do fenómeno no tempo, que consoante o observado na figura acima poderá ser descrita em quatro etapas:

1. o solo encontra-se saturado e em repouso, sendo a mola da figura representativa do seu esqueleto sólido;
2. o solo é solicitado por um acréscimo de tensão, inicialmente na sua totalidade suportado pelo desenvolvimento de um excesso de pressão neutra;
3. a transferência do incremento de tensão neutra, para o esqueleto sólido do solo é feita à medida que a água é expulsa do maciço;
4. no término de dissipação de toda a pressão neutra, a indução de tensão no maciço é na totalidade suportada pelo seu esqueleto sólido.

Segundo Tersaghi, a velocidade com que a água é expulsa do maciço, depende sobretudo da permeabilidade do estrato compressível e das suas fronteiras drenantes, que por analogia se referem ao furo existente no êmbolo da figura 5.2.

A realização do ensaio edométrico consiste de forma análoga ao esquematizado, na solicitação de uma amostra de solo, lateralmente confinada, através de incrementos de carga que a cada 24 horas duplicam de valor.

Na figura 5.3 poderá observar-se o andamento do ensaio edométrico ao longo de 25 dias de ensaio, com registos efetuados a cada 5 segundos.

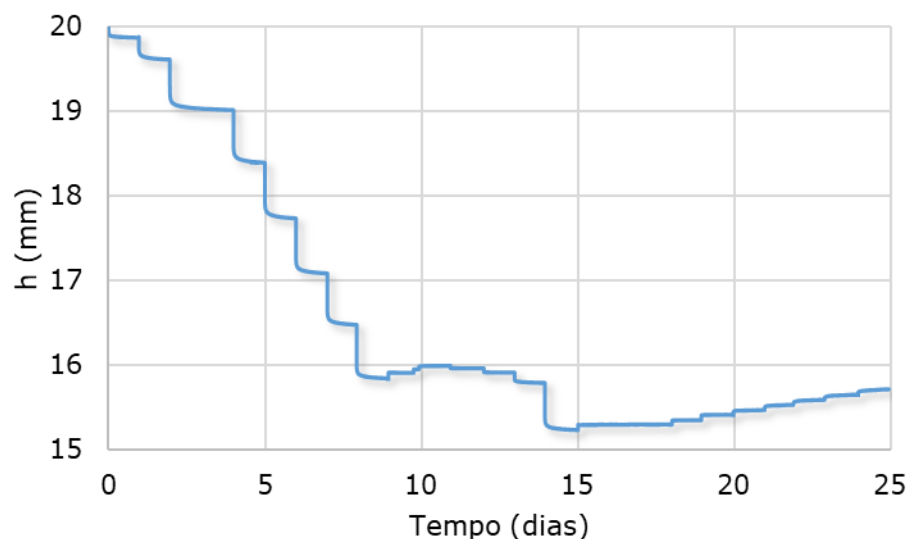


Figura 5.3 Andamento do ensaio edométrico referente a meio milhão de leituras respeitantes a 25 dias de ensaio a um provete de solo A.

As leituras no tempo, da deformação da amostra a cada incremento de carga, permitem a determinação dos parâmetros mecânicos relativos à velocidade e a magnitude de consolidação do estrato compressível.

Convém ainda referir que a magnitude dos assentamentos afetos a estratos consolidáveis, ocorre em três distintas fases, processando-se no maciço um

assentamento imediato, um assentamento por consolidação, também denominado por assentamento primário, e ainda um assentamento secundário, sendo que por norma se objetiva a determinação dos valores dos assentamentos em processo de consolidação, dado ser este por norma o assentamento que condiciona a tensão a que se deverá submeter o maciço.

Na figura 5.4 poderá observar-se a esquematização das 3 fases de assentamento referidas, relativas a um solo fino saturado.

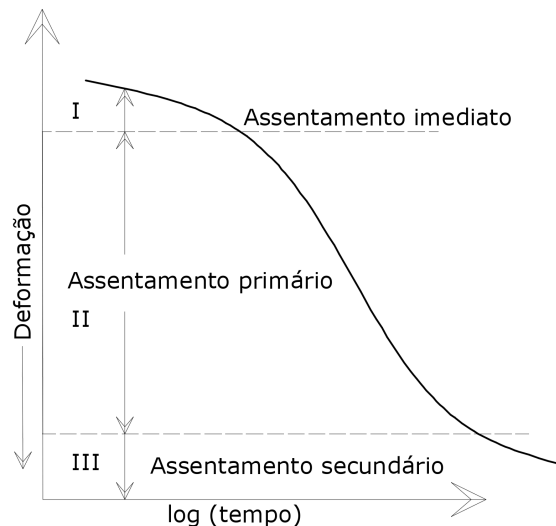


Figura 5.4 Três fases de assentamento relativas a solos finos.

Relativamente ao processo de assentamento esquematizado na figura 5.4, a sua parcela imediata relacionar-se-á com a porosidade do solo, estando o assentamento primário relacionado com a expulsão de água do maciço, sendo esta a parcela afeta ao fenómeno da consolidação, sendo que ao assentamento que ocorre após dissipação do excesso de pressão neutra, relativo a um rearranjar do esqueleto sólido do solo, se denomina de assentamento secundário.

Para que na íntegra se possa compreender a formulação que permite a estimativa da magnitude dos assentamentos, terá que se fazer referência a um conceito até aqui não referido e a uma mera constatação laboratorial relativa ao ensaio.

A figura 5.5, diz respeito ao mesmo ensaio da figura 5.1, sendo agora o eixo das abcissas representado em escala logarítmica, onde se evidenciam também as descargas e recargas efetuadas ao provete de solo ensaiado.

Na mesma figura é possível observar-se ainda, a designação atribuída aos diferentes tramos do ensaio e os índices relativos às suas respectivas declividades:

- Tramo de recompressão, índice de recompressão C_r ;
- Tramo virgem, índice de compressibilidade C_c ;

- Tramo de descarga, índice de expansibilidade C_s .

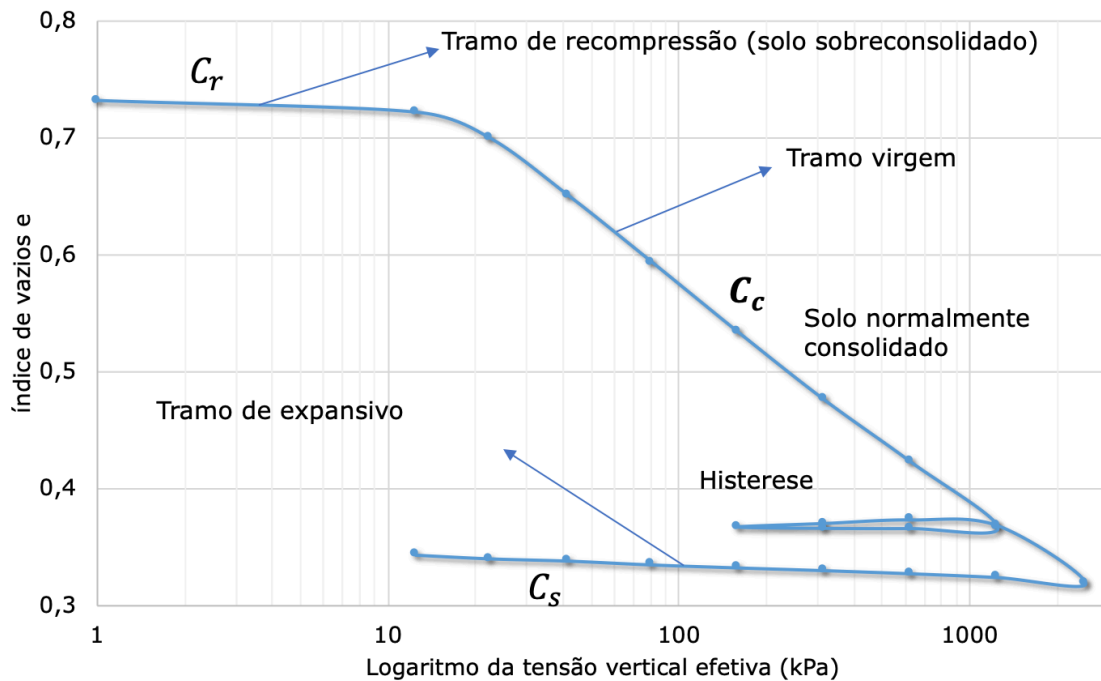


Figura 5.5 Curva edométrica relativa ao um ensaio de 25 dias a um provete de solo A.

Segundo (Fernandes, 2016), o alinhamento reto que se observa no gráfico da figura 5.5, relativo ao ensaio edométrico, resulta de uma mera constatação experimental advinda de um grande número de ensaios, sendo com observação na figura referida que serão expostos os conceitos de consolidação, sobreconsolidação e expansibilidade.

As tensões que solicitam o maciço, causam nele um determinado arrumo estrutural que permanece aquando de descarga. Quer isto dizer que o solo tem memória, sendo a sua configuração estrutural, condicionada pelo valor da maior tensão que nele já se terá instalado.

Assim, um solo que algures no tempo tenha sido solicitado por uma carga maior relativamente à carga que atualmente suporta, define-se como solo sobreconsolidado, ou seja, um solo cuja consolidação é superior aquela que o seu atual estado de tensão lhe conferiria. Já o solo normalmente consolidado é aquele que possui um grau de consolidação conferido pelo seu atual estado de tensão, sendo que existe também o estado subconsolidado, no qual a consolidação relativa ao seu atual estado de tensão ainda não se terá instalado no seu esqueleto sólido.

Na figura 5.5, poderá observar-se um primeiro troço de pequena inclinação, em que o solo se encontra sobreconsolidado, e portanto com estrutura capaz de sem significativa deformação, suportar a tensão que nele se induz.

Já o tramo de grande inclinação que na mesma figura se observa, tramo virgem, reporta-se ao comportamento do solo quando este sente pela primeira vez as tensões que o solicitam, sendo que a novos valores de tensão se associa um rearranjar estrutural que condiciona o valor dos assentamentos.

No geral, na curva edométrica poderá observar-se o comportamento do solo, quando sobreconsolidado, em patamar virgem, e o comportamento histerético de descarga e recarga, sendo que através da observação do seu comportamento em descarga se poderá aferir considerações acerca da sua expansibilidade.

As inclinações do tramo virgem, tramo de recarga, e tramo de descarga são assim expressas, nos índices de compressibilidade C_c , recompressibilidade C_r , e de expansibilidade C_s , respetivamente.

Expressas as considerações consideradas relevantes, segue a exposição da formulação relativa à estimativa da magnitude do assentamento, nomeadamente a respeitante ao troço virgem, dado ser este troço condicionante do valor do assentamento, não tendo sido considerado o patamar de sobreconsolidação, troço inicial, por se ter julgado insignificante a sua contribuição para o valor do assentamento.

5.2.1 Equação relativa à magnitude de assentamento

Após a prévia determinação do valor do índice de vazios inicial das amostras, importa conhecer a variação deste parâmetro ao fim de cada estágio de carga, que obviamente relacionado estará com a altura do provete.

A variação do valor do índice de vazios a cada incremento de carga, poderá ser expressa pela equação: (Fernandes, 2016)

$$e_0 - e = \Delta e = \frac{1 + e_0}{h_0} \cdot \Delta h \quad 5.1$$

Sendo h_0 e e_0 , respetivamente, a espessura e o índice de vazios inicial das amostras, sendo e , o valor do índice de vazios ao final de cada estágio de carga, estando na norma que norteou o ensaio presentes os passos que permitem tal determinação.

A expressão que acima se apresenta é dedutível por simples observação dos índices físicos da amostra, pelo que não se julga necessário apresentar o seu desdobramento.

A variação do índice de vazios do tramo virgem poderá ser observada, relacionando o valor do declive do tramo, C_c , com a relação dos pontos que em abcissa o definem, vindo então: (Fernandes, 2016).

$$\Delta_e = -C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \quad 5.2$$

Com:

- σ'_{v0} Tensão vertical efetiva de repouso;
- $\Delta\sigma'_v$ Acréscimo de carga;
- σ'_p Tensão de pré consolidação.

Relacionando as duas expressões anteriores, através do parâmetro Δ_e , virá:

$$\Delta_e = \frac{1 + e_0}{h_0} \cdot \Delta h = -C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \quad 5.3$$

isolando o termo Δ_h :

$$\Delta h = \frac{C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}}{\frac{1 + e_0}{h_0}} \quad 5.4$$

vindo por fim:

$$S_c = \frac{h_0}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad 5.5$$

Sendo esta última, a expressão que permite a determinação do valor do assentamento, relativo ao incremento de carga, que no maciço suscetível a consolidação se induz.

No caso da consideração do tramo inicial da curva edométrica, o qual foi desconsiderado devido à consideração de fraca influência deste no valor do assentamento, o procedimento de cálculo seria idêntico, sendo empregue C_r no local de C_c , sendo o valor estimado para o assentamento, resultante da soma desta consideração.

5.3 Considerações relativas ao tempo de consolidação

A equação diferencial, descrita por Tersaghi, (Tersagui, 1943), relativa à velocidade com que a consolidação no solo se processa, advém da consideração da relação do valor do índice de vazios com o volume de solo, cuja variação é expressa

pela equação da continuidade que estabelece que a variação de volume da amostra saturada resulta da diferença entre o caudal que sai e do caudal que entra, considerando também que esta velocidade dependerá do valor da permeabilidade do estrato, sendo que da relação destas resulta a equação diferencial que descreve o fenómeno da consolidação no tempo:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad 5.6$$

observando-se assim que o valor do excesso de pressão neutra, é função do tempo e do espaço:

$$u_e = f(z, t) \quad 5.7$$

sendo o parâmetro c_v , relativo ao coeficiente de consolidação em (m^2/s) , podendo este ser definido pela expressão :

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad 5.8$$

com:

- k , coeficiente de permeabilidade do solo;
- m_v , módulo de deformação volumétrica;
- γ_w , peso específico da água.

Tal como em equações afins, a resolução da equação diferencial passa por identificar as condições de fronteira em que o fenómeno se processa.

A figura 5.6, permite a observação das variáveis geométricas, e das condições de um escoamento com duas fronteiras drenantes, com óbvias similitudes às condições existentes no ensaio edométrico, com:

- z , profundidade relativa no estrato compressível;
- H_{dr} , máxima distância que uma molécula de água terá que percorrer para ser drenada no caso de dupla fronteira drenante;
- $2H_{dr}$, máxima distância que uma molécula de água terá que percorrer para ser drenada no caso de existir uma única fronteira drenante.

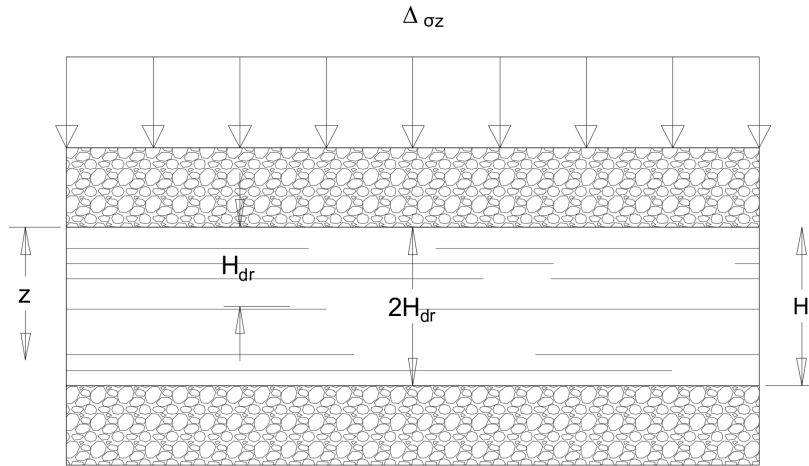


Figura 5.6 Geometria e condições fronteira do estrato compressível.

Sendo que para os 3 graus de liberdade que se observam na equação da consolidação, são estabelecidas as 3 condições iniciais ou condições fronteira, que permitem a resolução da equação, sendo estas condições definidas por:

1. $u_e = (0, t) = 0$;
 - a. Para todo o tempo (t), o excesso de pressão neutra na fronteira drenante superior é nulo.
2. $u_e = (2H, t) = 0$;
 - a. Para todo o tempo (t), o excesso de pressão neutra na fronteira drenante inferior é nulo.
3. $u_e = (z, 0) = u_i$, com $u_i = \Delta\sigma_z$
 - a. No instante de carregamento, $t = 0$, em todos os pontos interiores da camada compressível, para qualquer valor de z , o valor do excesso de tensão neutra é igual ao valor do acréscimo de tensão que no solo se induz, $\Delta\sigma_z$.

A solução da equação diferencial poderá assim ser aproximada através da série:

$$\frac{u_e}{\Delta\sigma_z} = \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{4}{(2n+1)\pi} \sin\left(\frac{(2n+1)\pi}{2} \cdot \left(\frac{z_{dr}}{H_{dr}}\right)\right) \cdot e^{-\frac{(2n+1)^2 \cdot \pi^2}{4} \cdot T_v} \right] \quad 5.9$$

podendo ser definidas as variáveis adimensionais:

- Variável tempo;

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} \quad 5.10$$

- Variável de profundidade;

$$Z = \frac{z_{dr}}{H_{dr}} \quad 5.11$$

- Variável relativa ao excesso de pressão neutra.

$$U_z = \frac{u_e}{\Delta\sigma_z} \quad 5.12$$

vindo a equação da consolidação expressa em termos adimensionais por:

$$\frac{\partial u_e}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} \quad 5.13$$

cuja resolução, para o caso de duas fronteiras drenantes, poderá ser observada no ábaco respeitante à figura 5.7.

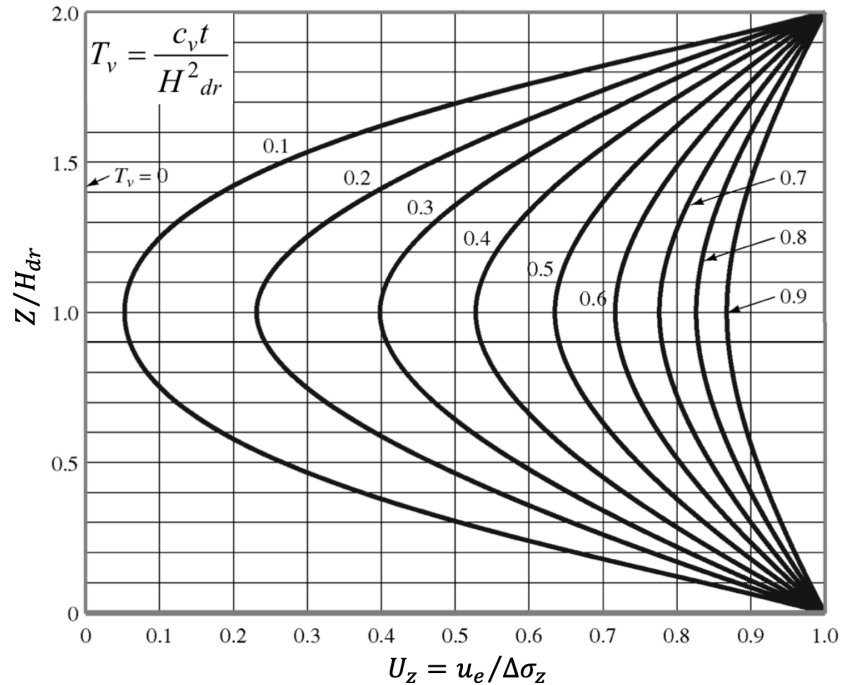


Figura 5.7 Solução gráfica em termos adimensionais, da equação de Tersaghi para duas fronteiras drenantes. (Lowell, 2013).

Podendo assim observar-se o excesso de pressão neutra, em qualquer ponto no tempo (t), e no espaço (z), sendo as curvas que no ábaco se observam,

denominadas de curvas isócronas, devido a se referirem a um determinado instante de tempo.

Tal como observado no capítulo 3, a solução de equações diferenciais poderá ser obtida de forma analítica, simplificada ou numérica, sendo que a prévia resolução destas resulta em ábacos, que sob consulta nos poderão fornecer parâmetros pré-calculados relativos à expressão ou a solução do pretendido.

No ábaco da figura 5.7, poderá determinar-se o valor de uma das 3 variáveis adimensionais, utilizando as restantes duas variáveis afetas.

Assim, no caso de pretender conhecer a percentagem da pressão neutra existente a uma determinada profundidade (z), em um determinado tempo (t), bastará determinar T_v correspondente a t , e consultar no ábaco a interceção de $Z/H_{dr,t}$ com a isócrona T_v , e projetar a interceção no eixo $u_e/\Delta\sigma_z$, e assim obter a percentagem de tensão neutra existente no ponto e no tempo pretendido.

No caso de se pretender obter o real valor da pressão neutra, bastará substituir o valor da percentagem obtida, pelas dimensões reais, correspondentes às grandezas adimensionais de consulta definidas.

O raciocínio acima referido, será válido para a determinação de uma qualquer das 3 variáveis adimensionais.

Antes da exposição dos parâmetros obtidos referentes aos ensaios realizados, será útil a apresentação das considerações inerentes à teoria da consolidação, sendo que estas sempre deverão estar presentes.

- o solo é homogéneo e está saturado;
- a variação de volume de solo deve-se unicamente à expulsão de água do mesmo;
- o estado de tensão e deformação é igual em qualquer secção horizontal do solo;
- as deformações ocorrem apenas na vertical;
- é válida a lei de Darcy, $Q = k \cdot i \cdot A$;
- os resultados do ensaio são extrapoláveis para o maciço;
- relação direta entre o valor do índice de vazios e o valor da tensão induzida.

Ainda que esta seja por muitos considerada a teoria que definiu Tersaghi como o fundador da disciplina de mecânica de solos, indo ao encontro de suas palavras, relativamente à simplificação que por norma se faz no descrever de certos fenómenos naturais, que segundo ele, muitas das vezes são descritos de forma radicalmente

simplificada, deverá sempre atender-se às considerações associadas aos modelos matemáticos que pretendem a descrição de um qualquer fenómeno.

5.4 Trabalho realizado

Para a realização dos ensaios, foram instrumentados três edómetros, com as respetivas células de carga, de 80 mm de diâmetro e 20 mm de altura, em anel de liga metálica, e com base biselada, do Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, tendo sido implementado um sistema de aquisição de dados, dotando assim o ensaio de procedimento semiautónomo, minimizando potenciais erros na obtenção de leituras.⁷

Nas figuras 5.8, a) e b), poderão observar-se respetivamente, os edómetros e o sistema de aquisição de dados associado, e uma bancada de trabalho de auxílio ao ensaio.

A ensaio foram submetidas 3 amostras indeformadas de areia siltosa, solo A, e 3 amostras de solo B, referentes a um silte de elevada plasticidade, que segundo (ASTM, 1998), poderão, respetivamente, ser designados segundo as siglas SM e MH.



a)



b)

Figura 5.8 Laboratório de geotecnia: a) Edómetros instrumentados; b) Bancada de apoio ao ensaio.

No Quadro 5.1, poderão observar-se os pesos e as respetivas tensões aplicadas nos ensaios realizados, tendo sido efetuada inundação dos provetes de solo A, após aplicação do terceiro estágio de carga. No mesmo quadro poderão ainda observar-se as tensões geostáticas equivalentes e respetivas profundidades associadas.

⁷ Para mais pormenores do equipamento usado recomenda-se a leitura de (Gonçalves, et al., 2017)

Quadro 5.1 Tensões aplicadas nos ensaios edométricos.

Pesos kg	Kg	N	Tensão (KPa)	Tensão (Ton/m ²)	z equiv. (m)
	1,40	13,73	2,73	0,28	0,2
0,25	3,90	38,25	7,61	0,78	0,4
0,5	6,40	62,76	12,49	1,27	0,7
1	11,40	111,80	22,24	2,27	1,2
2	21,40	209,86	41,75	4,26	2,3
4	41,40	406,00	80,77	8,24	4,5
8	81,40	798,26	158,81	16,19	8,8
<u>16</u>	<u>161,40</u>	<u>1582,79</u>	<u>314,89</u>	<u>32,11</u>	<u>17,5</u>
32	321,40	3151,86	627,04	63,94	34,8
64	641,40	6289,99	1251,35	127,60	69,5
128	1281,40	12566,24	2499,97	254,93	138,9

Os solos ensaiados, oriundos de uma envolvente com predominância de ma-
 ços cujo comportamento mecânico é ditado por forças essencialmente gravíticas,
 devido à escassa participação de finos na sua constituição, e portanto, com compor-
 tamento mecânico pouco dependente de forças de natureza eletroquímica, caracte-
 rísticas dos solos coesivos, referem-se, ainda que neste contexto, aos solos mais
 finos já ensaiados no laboratório de geotecnia.

Assim objetiva o estudo realizado, a aplicabilidade do ensaio a solos de gra-
 nulometria com maior percentagem de finos existentes na região, nomeadamente o
 solo A, nas suas condições naturais, debruçando-se na fiabilidade da obtenção dos
 parâmetros mecânicos que permitem a estimativa da velocidade e magnitude de as-
 sentamento, servindo o solo B, devido à sua granulometria mais fina, de base de
 observação ao comportamento de um solo mais característico ao ensaio edométrico.

No presente trabalho, o comportamento mecânico dos solos A e B foi compa-
 rado até ao valor de tensão vertical efetiva de 315 kPa, aproximadamente 31 tonela-
 das força por metro quadrado. De referir que o limite de deslocamento dos edómetros
 foi atingido para valores de tensão de 2500 kPa e de 627 kPa, para os solos A e B
 respetivamente, estando estes valores relacionados com a afinação do limite do curso
 de deslocamento do edómetro e com a reação dos solos em carga.

Atendendo à natureza dos solos em estudo ser propensa ao fenómeno de
 consolidação, e ao facto de que neste tipo de solos por norma se reduz a tensão a
 que se solicita o maciço, nomeadamente na execução de fundações superficiais,
 julga-se suficiente o estudo comparativo de comportamento entre o solo A e o solo
 B, e de aplicabilidade do ensaio ao solo A, ser efetuado até ao valor referido de tensão
 vertical de 315 kPa, sendo que a problemática de aplicabilidade do ensaio ao solo A,
 é bem evidenciada em todos os patamares de tensão nos quais o estudo incide.

5.5 Resultados do ensaio edométrico

Neste ponto serão apresentados os parâmetros provenientes dos ensaios edométricos e os resultados da aplicação das respectivas expressões onde os mesmos se inserem, resultando assim na obtenção dos valores relativos à estimativa da velocidade e da magnitude de assentamento, tendo os ensaios seguido os procedimentos estipulados pela norma (ABNT, 1990), norma que prevê a realização do ensaio em amostras não saturadas.

5.5.1 Estimativa da velocidade de consolidação

O coeficiente de consolidação vertical c_v , que permite a estimativa do tempo associado à consolidação primária, é determinado segundo a norma do ensaio, para cada estágio de carga, através da aplicação do método de Taylor ou de Casagrande, representando-se em abcissa a raiz quadrada ou o logaritmo do tempo respectivamente, e em ordenada a altura do corpo de prova, sendo possível após a sua determinação obter a estimativa do tempo de consolidação através da expressão: (Fernandes, 2016).

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{c_v} \quad 5.14$$

em que t representa o tempo de consolidação em dias, T_v o fator tempo, que para duas fronteiras drenantes, vem igual a 0,197, para 50 % de consolidação e 0,848 para 90 % de consolidação, d a maior distância que uma molécula de água terá que percorrer, sendo que para duas fronteiras drenantes $d = H/2$, e uma fronteira drenante, $d = H$, sendo H a espessura do estrato compressível em metros, e c_v , o coeficiente de consolidação em (m^2/ano).

A magnitude do assentamento imediato verificado em todos os patamares de carga relativos ao solo A, inviabilizou a aplicação do método de Casagrande, tendo o parâmetro coeficiente de consolidação vertical c_v , sido determinado para os solos A e B segundo o método de Taylor. A determinação deste parâmetro, requer a identificação do início da consolidação primária, consolidação esta que ocorre após um assentamento imediato que deverá ser identificado.

Os resultados obtidos para a areia siltosa, solo A, revelam uma elevada magnitude do valor do assentamento imediato em todos os patamares de tensão, sendo este obviado no registo dos primeiros 5 segundos de ensaio.

No Quadro 5.2, apresentam-se os registos referentes aos primeiros 20 segundos de ensaio aos solos A e B, relativos ao patamar de tensão vertical de 315 kPa , da altura H , da amostra a cada 5 segundos, da percentagem do valor de assentamento Δ_h de Δ_h total do patamar, e o incremento em termos percentuais do valor de assentamento a cada 5 segundos.

Quadro 5.2 Comportamento dos solos A e B nos primeiros 20 segundos de ensaio.

t (s)	Solo A (315 kPa)			Solo B (315 kPa)		
	H (mm)	% Δh do Δh total	% Δh a cada 5s	H (mm)	% Δh do Δh total	% Δh a cada 5s
0	17,736	0	0	18,648	0,00	0,00
5	17,417	48,93	48,93	18,623	8,31	8,31
10	17,381	54,45	5,52	18,607	13,62	5,32
15	17,362	57,36	2,91	18,596	17,28	3,65
20	17,347	59,66	2,30	18,588	19,93	2,66

Com este quadro pretende-se obviar a identificação do início da consolidação primária. Assim, é possível verificar que para o solo A, cerca de 50 % do assentamento total do patamar de tensão, se verifica durante os primeiros 5 segundos de ensaio, sendo que o exposto se verificou em todos os patamares de carga referentes a este solo, considerando-se assim, ser este o tempo referente ao início da sua consolidação. Para o solo B, a discrepância de registo de assentamento relativo aos primeiros 5 segundos de ensaio, para com os restantes intervalos de tempo, não é tão acentuada, verificando-se no primeiro registo 8 % do assentamento total do patamar de tensão, o que implica um muito menor valor do assentamento imediato comparativamente com o observado no solo A.

Assim, para o solo A, após a identificação do tempo e da magnitude do assentamento imediato, considera-se viável a determinação do coeficiente de consolidação c_v , segundo a normal aplicação do método de Taylor. Nos quadros 5.3 e 5.4, poderão observar-se em detalhe os comportamentos dos solos A e B nos primeiros 60 segundos de ensaio relativos ao patamar de tensão de 315 kPa .

Quadro 5.3 Registo de 40 segundos do edômetro 1, para o solo A, e tensão de 315 kPa.

t (s)	t (min)	t (horas)	raiz t (m)	H (mm)	% Δ h	% variação
0	0,00	0,00	0,00	17,736	0	
5	0,08	0,00	0,29	17,417	48,93	48,93
10	0,17	0,00	0,41	17,381	54,45	5,52
15	0,25	0,00	0,50	17,362	57,36	2,91
20	0,33	0,01	0,58	17,347	59,66	2,30
25	0,42	0,01	0,65	17,337	61,20	1,53
30	0,50	0,01	0,71	17,329	62,42	1,23
35	0,58	0,01	0,76	17,322	63,50	1,07
40	0,67	0,01	0,82	17,314	64,72	1,23
45	0,75	0,01	0,87	17,31	65,34	0,61
50	0,83	0,01	0,91	17,306	65,95	0,61
55	0,92	0,02	0,96	17,305	66,10	0,15
60	1,00	0,02	1,00	17,298	67,18	1,07

Quadro 5.4 Registo de 60 segundos do edômetro 1, para o solo B, e tensão de 315 kPa.

t(s)	t (min)	t (horas)	\sqrt{t} (min)	t (s)	H (mm)	% Δ h	% variação
0	0,00	0,00	0,00	0	18,648	0,00	0,00
5	0,08	0,00	0,29	5	18,623	8,31	8,31
10	0,17	0,00	0,41	10	18,607	13,62	5,32
15	0,25	0,00	0,50	15	18,596	17,28	3,65
20	0,33	0,01	0,58	20	18,588	19,93	2,66
25	0,42	0,01	0,65	25	18,581	22,26	2,33
30	0,50	0,01	0,71	30	18,575	24,25	1,99
35	0,58	0,01	0,76	35	18,569	26,25	1,99
40	0,67	0,01	0,82	40	18,564	27,91	1,66
45	0,75	0,01	0,87	45	18,560	29,24	1,33
50	0,83	0,01	0,91	50	18,555	30,90	1,66
55	0,92	0,02	0,96	55	18,551	32,23	1,33
60	1,00	0,02	1,00	60	18,547	33,55	1,33

Após a determinação do assentamento imediato, os solos evidenciam similitude em consolidação, como nos quadros anteriores se poderá observar, pelo que a diferença entre os valores dos coeficientes de consolidação vertical c_v , entre os dois solos se relaciona com os distintos andamentos dos assentamentos relativos a cada patamar de carga quando estes se encontram em claro processo de consolidação. Julga-se assim, que o elevado valor do assentamento imediato do solo A, relacionado estará com a percentagem de areia existente na sua constituição, repercutindo-se a superior permeabilidade deste solo, em um valor do referido coeficiente de aproximadamente, 3,6 vezes superior comparativamente aos valores deste parâmetro que o solo B evidencia.

Nas figuras 5.9 e 5.10, poderá observar-se o comportamento dos dois solos, e o procedimento geométrico definido por Taylor, que permite a determinação do parâmetro relativo ao coeficiente de consolidação vertical c_v ⁸.

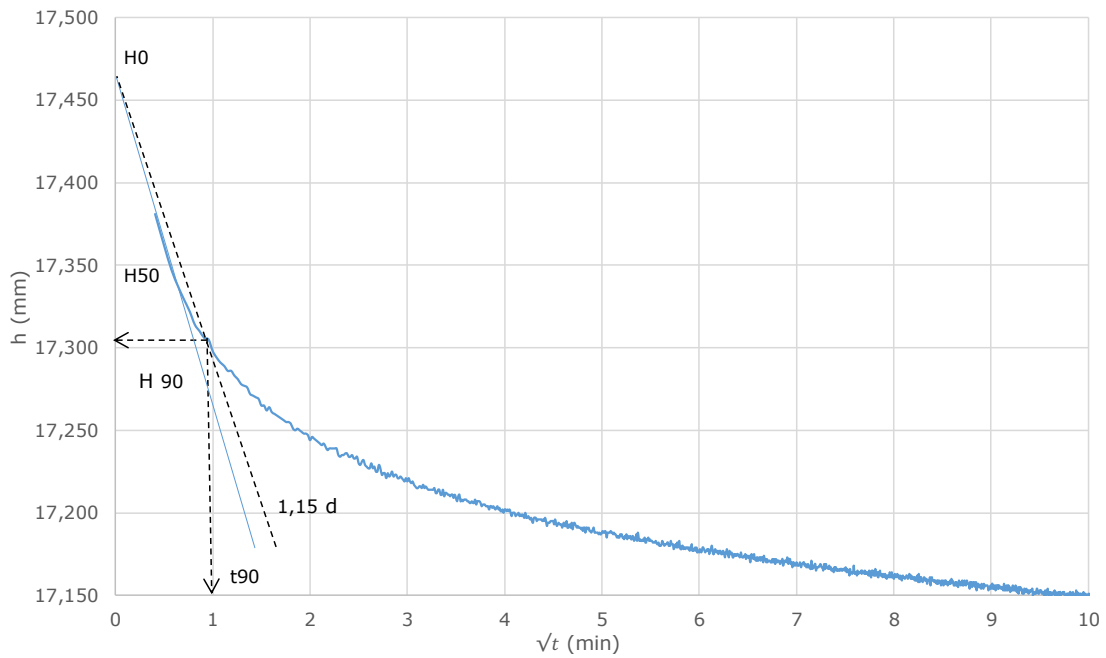


Figura 5.9 – Método de Taylor, solo A, patamar de tensão de 315 kPa

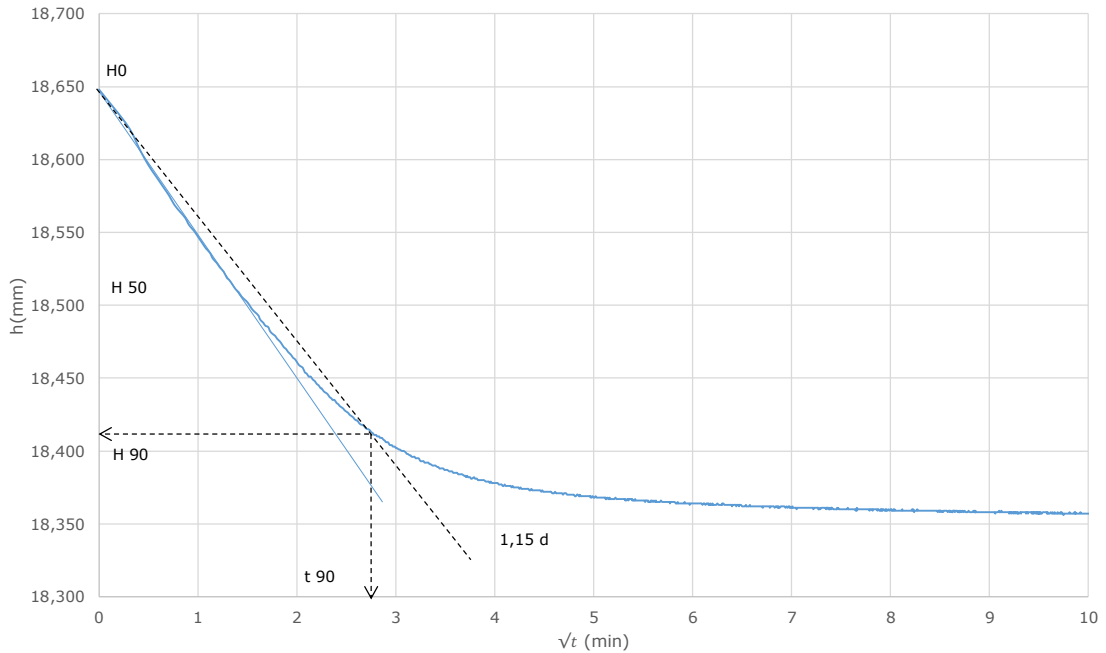


Figura 5.10 – Método de Taylor, solo B, patamar de tensão de 315 kPa

⁸ Para observação do procedimento geométrico e de cálculo afeto ao coeficiente de consolidação vertical c_v , deverá ser alvo de consulta a norma que rege o ensaio: (ABNT, 1990).

No Quadro 5.5, e na Figura 5.11, apresentam-se os resultados dos coeficientes de consolidação vertical c_v , dos solos A e B, referentes aos 3 edómetros instrumentados, para todos os patamares de carga no qual o estudo incide.

Quadro 5.5 Valores do coeficiente de consolidação c_v , (m^2/ano), dos provetes ensaiados.

Tensão (kPa)	Areia argilosa				Argila siltosa			
	(Solo A)			Média	(Solo B)			Média
	c_{v1}	c_{v2}	c_{v3}		$c_v 1$	$c_v 2$	$c_v 3$	
12,49	57,48	36,96	48,46	47,63	12,11	11,60	18,34	14,02
22,25	31,48	68,36	65,44	55,09	11,63	10,41	11,24	11,09
41,77	64,24	51,92	50,14	55,43	12,79	13,38	9,64	11,93
80,80	41,97	39,15	42,96	41,36	16,74	13,99	12,97	14,57
158,86	41,59	56,64	47,20	48,48	16,46	14,63	14,08	15,06
314,99	38,86	41,26	40,26	40,13	13,41	15,27	12,56	13,74
			Média	48,02			Média	13,40

Na Figura 5.11, poderá observar-se que nos primeiros estágios de carga, relativos aos provetes de solo A, se verifica oscilação do parâmetro c_v , sendo que nos provetes relativos ao solo B, a variação do mesmo parâmetro é muito menos pronunciada, facto a que se julga dever à maior homogeneidade do solo B.

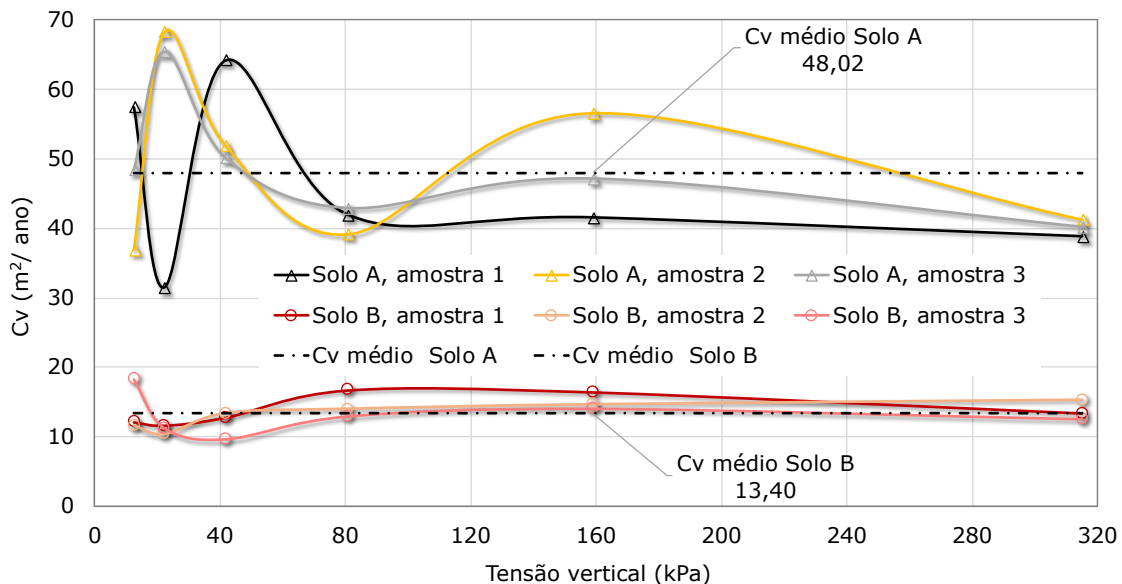


Figura 5.11 Representação dos coeficientes de consolidação vertical c_v , (m^2/ano), dos solos A e B.

A união dos valores de c_v , que na figura 5.11 se observa, pretende apenas obviar a oscilação deste parâmetro, observando-se assim, que os primeiros estágios de carga de uma amostra indeformada não saturada, com a especificidade granulométrica já referida, apresentam alguma oscilação do parâmetro que tende a atenuar-se à medida que o solo adquire algum grau de compacidade, sendo que para o solo B, solo saturado com curva granulométrica construída em laboratório, se observa uma oscilação muito menos pronunciada do parâmetro, considerando-se plausível a adoção dos valores de c_v , de $48,02 (m^2/ano)$ para o solo A, e de $13,4 (m^2/ano)$, para o solo B.

A aplicação da equação relativa à determinação do tempo de consolidação, permite desde já evidenciar que para o grau de 50 % e 90 % de consolidação, para as mesmas condições drenantes de contorno, o solo B irá demorar cerca de 3,6 vezes mais tempo a consolidar, comparativamente ao tempo associado à consolidação do solo A, evidenciando-se assim as distintas permeabilidades entre os dois solos.

Nas figuras 5.12 e 5.13, poderão respetivamente ser observadas as estimativas relativas aos tempos de consolidação dos solos A e B, onde se apresentam as equações de aproximação que permitem, para uma e duas fronteiras drenantes, a determinação do tempo necessário para se processar 50 % e 90 % da consolidação primária.

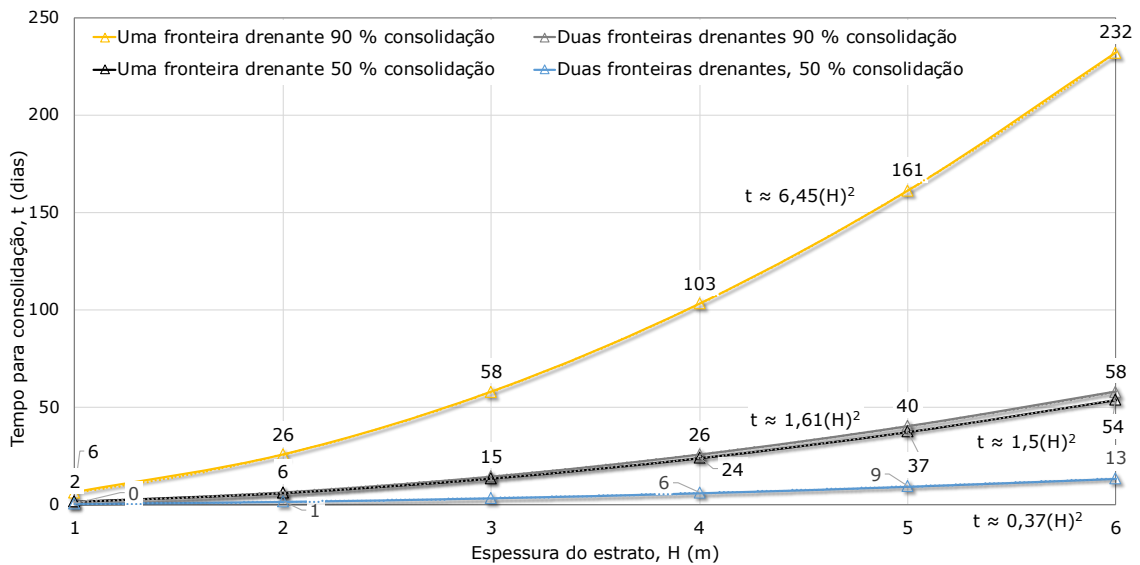


Figura 5.12 Tempos relativos a 50 % e 90 % da consolidação primária para o solo A.

Assim, por exemplo, para a estimativa do tempo de consolidação primária do solo A, para uma fronteira drenante e 90 % de consolidação, para uma determinada espessura de estrato compressível, poderá recorrer-se à expressão de aproximação:

$$t \approx 6,45 (H)^2 \tag{5.15}$$

em que t , é o tempo de consolidação em dias, e H a espessura do estrato compressível em metros.

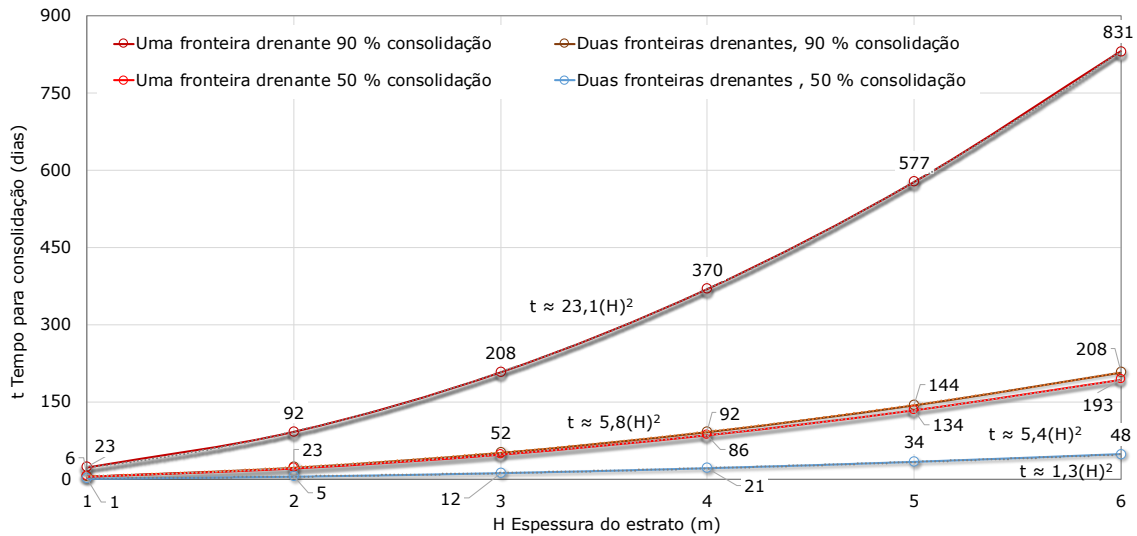


Figura 5.13 Tempos relativos a 50 % e 90 % de consolidação primária referentes ao solo B.

A observação das equações de aproximação, presentes nas figuras 5.12, e 5.13, permite afirmar que para as mesmas condições fronteira e grau de consolidação, o solo A consolida 3,6 vezes mais rápido que o solo B, evidenciando-se assim, a relação direta dos tempos de consolidação com os valores de c_v , obtidos para os dois tipos de solo, verificando-se ainda que, quer para o solo A, quer para o solo B, independentemente do grau de consolidação, a existência de duas fronteiras drenantes permite que a consolidação se processe de forma 4 vezes mais rápida, sendo que para tal constatação bastaria observar a expressão 5.14.

5.5.2 Estimativa do valor de assentamento

O declive do troço virgem das curvas edométricas, onde em abcissa se representa o logaritmo da tensão vertical e em ordenada o índice de vazios, que a cada incremento de carga diminui, define o valor do índice de compressibilidade C_c , do solo, declive que poderá ser observado nas figuras 5.14 e 5.15, para os solos A e B, respetivamente, vindo o declive definido pela expressão:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \tag{5.16}$$

em que, $(e_1 - e_2)$, é a diferença entre o índice de vazios inicial e final referentes a um determinado estágio de tensão vertical induzida, associado ao ramo virgem da curva edométrica, e $(\log p_2 - \log p_1)$, a diferença entre o logaritmo das tensões associadas aos índices de vazios e_1 e e_2 .

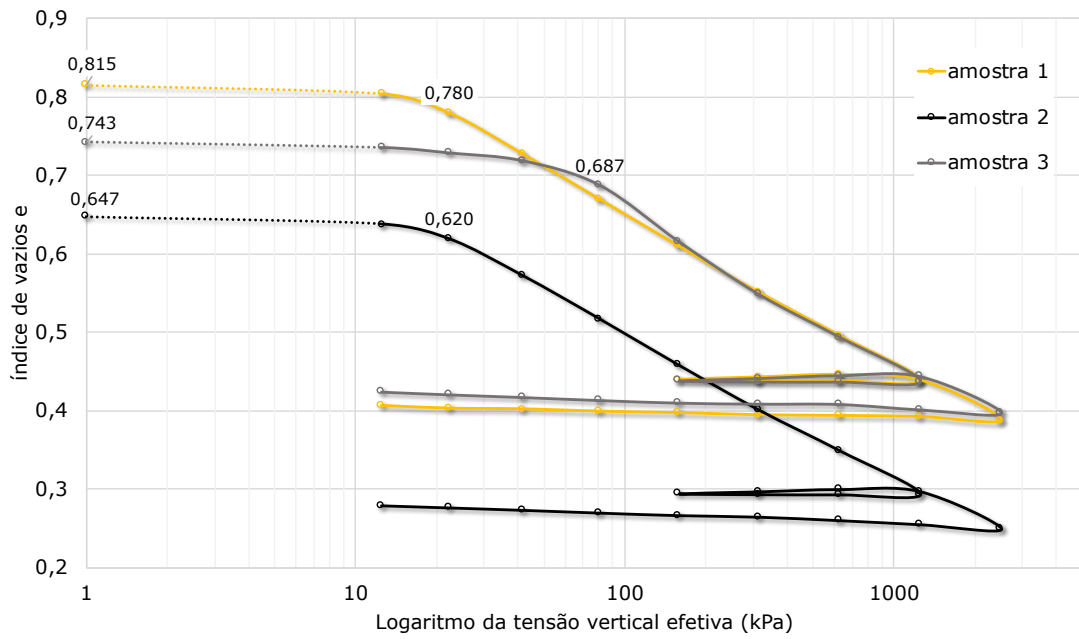


Figura 5.14 Curvas edométricas relativas a 25 dias de ensaio das amostras do solo A.

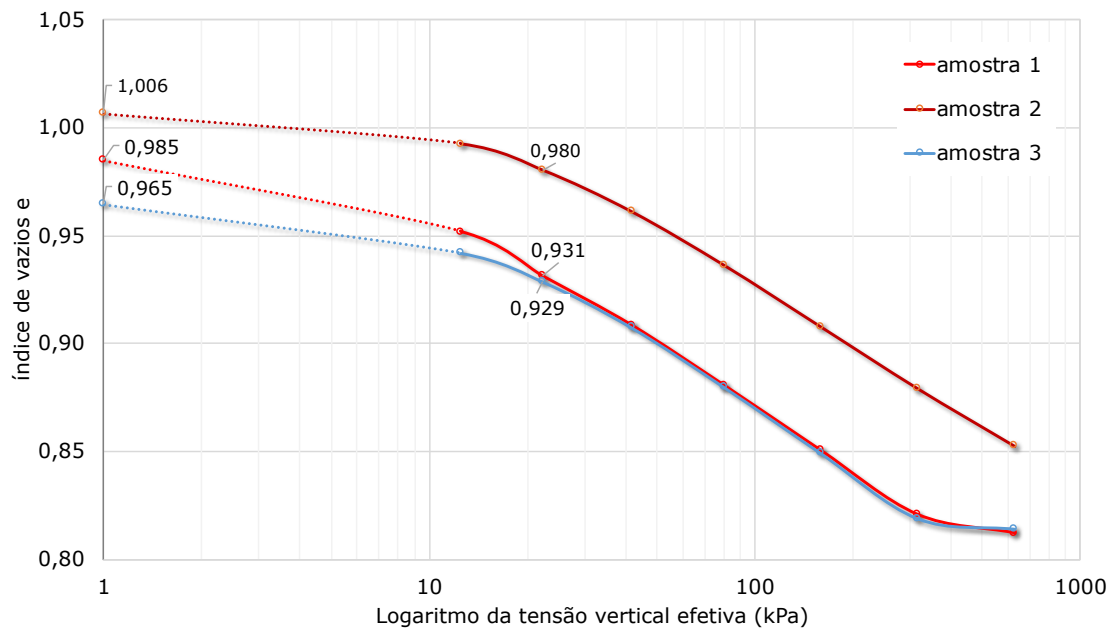


Figura 5.15 - Curvas edométricas relativas ao solo B.

Os respectivos declives das curvas edométricas relativos às figuras 5.14, e 5.15, deverão ser corrigidos atendendo a que por mais cuidadoso que seja o processo de amostragem e manuseamento das amostras, em teoria indeformadas, estas sempre sofrerão alterações de maior ou menor magnitude.

Objetivando uma melhor aproximação ao estado do solo in situ, o declive que define o parâmetro C_c , deverá ser corrigido segundo a construção empírica de Schmertmann. (Fernandes, 2016).

Tal correção justifica-se devido a que em ensaio, aquando da aplicação de tensões de recompressão, tensões relativas aos primeiros estágios de carga, referentes portanto a tensões que o solo já tenha experimentado in situ, sempre se observar uma diminuição do índice de vazios.

Assim, quando em ensaio se atinge o valor da tensão vertical de repouso σ'_{v0} , o solo apresentará menor índice de vazios relativamente ao valor que o mesmo parâmetro apresenta situ, pelo que o aumento do declive da curva de laboratório traduzirá a maior suscetibilidade que o solo terá in situ a variações volumétricas relativamente aos provetes de ensaio.

Dada a extensão do trabalho realizado, optou-se por apresentar de forma resumida os valores obtidos dos índices de compressibilidade C_c , dos provetes de ensaio relativos aos solos A e B, após aplicação da correção empírica de Schmertmann.

Para o solo A, o declive do ramo virgem C_c , corrigido, pouco varia aquando da utilização de uma tensão máxima de 315 kPa ou de 2500 kPa, sendo que a discrepância dos valores do índice de vazios iniciais que este solo apresenta se relacionará com o facto de que ainda que retiradas da mesma profundidade, as amostras serem oriundas de pontos distintos de uma escavação relativa a um futuro estaleiro de obras.

Sendo a curva granulométrica do solo B construída em laboratório, não existindo necessidade de correção do valor de C_c , a correção de Schmertmann, cuja aplicabilidade é discutível segundo alguns autores, que de forma muito subtil incrementa o declive do troço virgem, efetuada para o solo B, visou apenas o estudo de aplicabilidade do método, uma vez que o valor de 0,42 e_0 , necessário à aplicação do mesmo, muito se distancia do valor mínimo do índice de vazios alcançado relativo ao patamar de tensão induzida de 315 kPa, para este solo.

No quadro 5.6, poderão ser consultados os valores dos declives corrigidos segundo Schmertmann dos troços virgens de todos os provetes ensaiados.⁹

Quadro 5.6 Valores corrigidos segundo Schmertmann, do índice de compressibilidade C_c .

Solo A		Solo B	
0,2083	0,1887	0,2292	0,1009
		0,1010	0,1072
Valor médio		0,2087	Valor médio
			0,1030

Observa-se assim que o solo A, apresenta um parâmetro mecânico intrínseco que à priori denota o dobro de suscetibilidade a variações volumétricas relativamente à suscetibilidade que o solo B apresenta, dada a relação linear do parâmetro na

⁹ A metodologia de Schmertmann poderá ser observada mediante consulta do livro da bibliografia, (Fernandes, 2016).

fórmula que estima o valor do assentamento. Não incidindo o estudo que se apresenta, na natureza do mineral de argila constituinte dos solos A e B, parte significativa desta maior suscetibilidade relacionar-se-á com a diferente granulometria que os dois solos apresentam, sendo que se salienta que metade do assentamento relativo a cada patamar de carga não ocorre em claro processo de consolidação, sendo que a ele se deve à ocorrência de um assentamento imediato.

Salienta-se que o estudo que se apresenta incide na aplicabilidade do ensaio edométrico a um solo com elevada percentagem de finos na sua constituição, num contexto de maciço em que tal participação de finos não abunda.

Refere-se ainda que a norma que rege o ensaio, (ABNT, 1990), prevê o ensaio em condições da amostra não saturada e eventual submersão dos provetes para estágios de tensão vertical que simulem futuras condições de solicitação do maciço, facilitando assim a identificação de solos potencialmente colapsíveis.

Para as estimativas do valor de assentamento relativas ao solo A, foi considerado o valor médio dos índices de vazios e_0 , iniciais dos provetes 1 e 2, sendo o terceiro provete descartado em termos de cálculo devido a se ter verificado que o seu incorreto manuseamento em laboratório levaria à obtenção de valores discrepantes relativamente às estimativas dos valores de assentamento, podendo observar-se na figura 5.14, para este provete um valor distinto da tensão de pré consolidação, repercutindo-se esta discrepância nos valores de assentamento fornecidos pelos parâmetros C_c , e a_v e m_v .

Já para o solo B, foram efetuados cálculos considerando os índices de vazios iniciais dos 3 provetes de solo, sendo que em rigor, o índice de vazios que se deveria considerar na determinação da estimativa do valor dos assentamentos deveria reportar-se ao valor médio do índice de vazios relativo ao início do troço do ramo virgem. No entanto, dado o patamar de recompressão ter pouca expressão, e como já referido a estimativa do valor dos assentamentos apenas incidir no troço virgem dos ensaios, para cálculo foram admitidos os valores relativos aos índices de vazios iniciais e_0 , das amostras, dada a proximidade entre os valores dos índices de vazios relativos à tensão de pré consolidação, e o valor destes no início do ensaio, sendo que este assumir algo influencia a estimativa do valor de assentamento dada pela formulação onde o parâmetro C_c , se insere, expressão 5.5, sendo que algo a sobrestima.

No quadro 5.7, poderão observar-se os valores médios dos índices de vazios admitidos para cálculo.

Quadro 5.7 Valores médios dos índice de vazios iniciais considerados e_0 , relativos ao início do tramo de recompressão da curva edométrica.

Solo A	Solo B
0,7225	0,985

Relativamente aos parâmetros de tensão, afetos à expressão de assentamento, expressão 5.5, respeitantes ao valor da tensão induzida, $\Delta\sigma'_v$, e ao valor da tensão vertical de repouso σ'_{v0} , deverá a sua determinação reportar-se ao ponto central do estrato compressível.

Salienta-se que a estimativa de assentamento terá um erro associado ao valor da espessura do estrato suscetível de sofrer consolidação, sendo que esta cresce com o aumento da espessura do mesmo.

Neste contexto, melhores estimativas de assentamento serão possíveis de obter, dividindo o estrato em subcamadas, aplicando a expressão relativa à magnitude de assentamento ao centro de cada subcamada, nomeadamente aplicando o valor da tensão vertical de repouso σ'_{v0} , e o valor da tensão vertical induzida $\Delta\sigma'_v$, ao respetivo centro de cada camada admitida, procedendo no final ao somatório dos assentamentos obtidos, (Fernandes, 2016), adaptado.

A referida estimativa refinada do valor do assentamento, requer o conhecimento do desenvolvimento das tensões induzidas em profundidade, pelo que a este tema se lhe dedicou o terceiro capítulo da presente tese.

Mais se salienta, que em contexto confinado, a magnitude de assentamento é alheia às condições de fronteira de drenagem, uma vez que todo o excesso de pressão neutra associado a cada estágio de carga é tido como dissipado no seu término, sendo que a condição de fronteira drenante, apenas se relacionará com o fator tempo, e não com a magnitude de assentamento.

No quadro 5.8, são apresentados os assentamentos estimados S_c , corrigidos segundo Schmertmann, S_c , (cm), função da espessura do estrato compressível h_0 (m), do respetivo valor da tensão vertical efetiva de repouso σ'_{v0} (kPa), do valor da tensão vertical induzida $\Delta\sigma'_v$ (kPa), reportando-se, como já referido, o valor destas tensões para os pontos situados a meio da espessura das camadas compressíveis.

Poderá assim observar-se, no quadro 5.8, por exemplo, que para um estrato de espessura de 1 metro, para o valor da tensão induzida de 12,49 kPa, o assentamento estimado para o solo A é de 4 cm, e de 2 cm para o solo B.

Quadro 5.8 Assentamentos estimados S_c , Schmertmann (cm), para os solos A e B, em função da espessura do estrato compressível, h_0 (m), e do valor da tensão induzida $\Delta\sigma'_v$ (kPa).

$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	Solo A						Solo B						
	h_0 (m)	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
12,49	4	5	6	6	6	6	2	2	3	3	3	3	3
22,25	6	8	9	10	10	11	3	4	4	4	5	5	5
41,77	9	12	14	16	17	18	4	5	6	7	7	8	8
80,80	12	17	21	24	26	28	5	8	9	11	12	12	12
158,86	15	23	29	34	38	42	7	10	13	15	17	19	19
314,99	18	30	39	46	53	59	8	13	17	21	24	26	26

As equações de aproximação relativas aos valores dos assentamentos dos solos A e B, expressas na figura 5.16, denotam uma relação de magnitude de assentamento entre os dois solos de aproximadamente 2,2, sendo possível afirmar que para idêntico valor de tensão induzida e espessura de estrato compressível, o solo A irá assentar cerca de 2,2 vezes mais que o solo B.

Na figura 5.16, poderá assim observar-se a relação entre as magnitudes de assentamento relativas aos dois tipos de solo.

Dada a obtenção das equações de aproximação relativas aos solos A e B, das funções que estimam o valor da magnitude do assentamento, presentes na figura 5.16, julga-se plausível a sua utilização para quaisquer valores da tensão induzida no maciço, desde que o seu patamar máximo de carga, seja de 315 kPa e a espessura do estrato compressível de aproximadamente 1 metro.

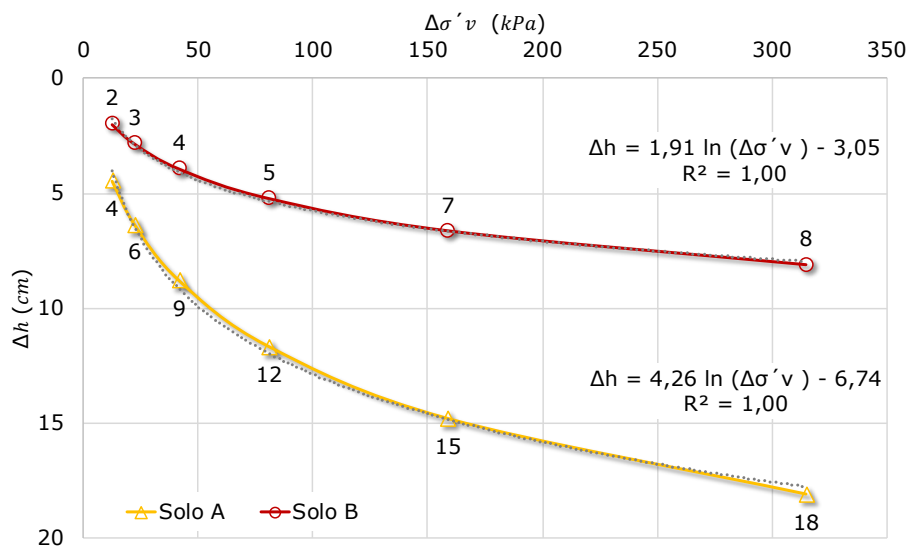


Figura 5.16 Assentamentos estimados, Δh (cm), para 1 metro de espessura de estrato, $h_0 = 1m$, em função da tensão induzida $\Delta\sigma'_v$, até ao patamar de 315 kPa.

Dada a relação do índice de compressibilidade C_c , entre os dois solos ser de aproximadamente 2, e dos solos A e B apresentarem um valor muito próximo das tensões de repouso para diferentes profundidades admitidas, a diferença de aproximadamente 2,2, do valor da estimativa da magnitude de assentamento observada entre os dois solos, para o mesmo valor da tensão induzida, e de espessura de estrato compressível, justificar-se-á com o menor índice de vazios inicial e_0 , que o solo A apresenta, que segundo a fórmula, se repercutirá num maior valor de assentamento.

5.5.3 Estimativa de assentamento segundo os parâmetros a_v e m_v

Para além do anteriormente exposto, a estimativa do valor de assentamento poderá também ser obtida através da relação da variação de índice de vazios com o valor do incremento de tensão a_v , ou através da relação da extensão volumétrica com o valor do incremento de tensão m_v , podendo observar-se no quadro 5.9, a relação entre os parâmetros e as respetivas expressões de assentamento nas quais estes se inserem.

Quadro 5.9 Expressões relativas aos parâmetros a_v , e m_v . (Fernandes, 2016)

$a_v = \left \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right $	$m_v = \frac{\varepsilon_{vol}}{\Delta \sigma'_v}$	$\varepsilon_{vol} = \Delta h/h_0$
$S_c = \frac{a_v}{1 + e_0} \cdot h_0 \cdot \Delta \sigma'_v$	$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \cdot a_v$	$S_c = m_v \cdot h_0 \cdot \Delta \sigma'_v$

com :

- a_v , coeficiente de compressibilidade;
- m_v , coeficiente de compressibilidade volumétrica;
- S_c , valor do assentamento por consolidação;
- ε_{vol} , extensão volumétrica;
- e_0 , índice de vazios inicial do corpo de prova;
- Δe , variação do índice de vazios;
- $\Delta \sigma'_v$, incremento de tensão vertical;
- h_0 , altura inicial do corpo de prova;
- Δh , variação de altura do provete de solo.

Dos coeficientes referidos, o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , é aquele que melhor evidencia em termos gráficos a diferença de comportamento mecânico dos dois solos.

Na Figura 5.17, estão expostas, segundo m_v , as suscetibilidades que os dois solos apresentam relativamente a deformações volumétricas confinadas.

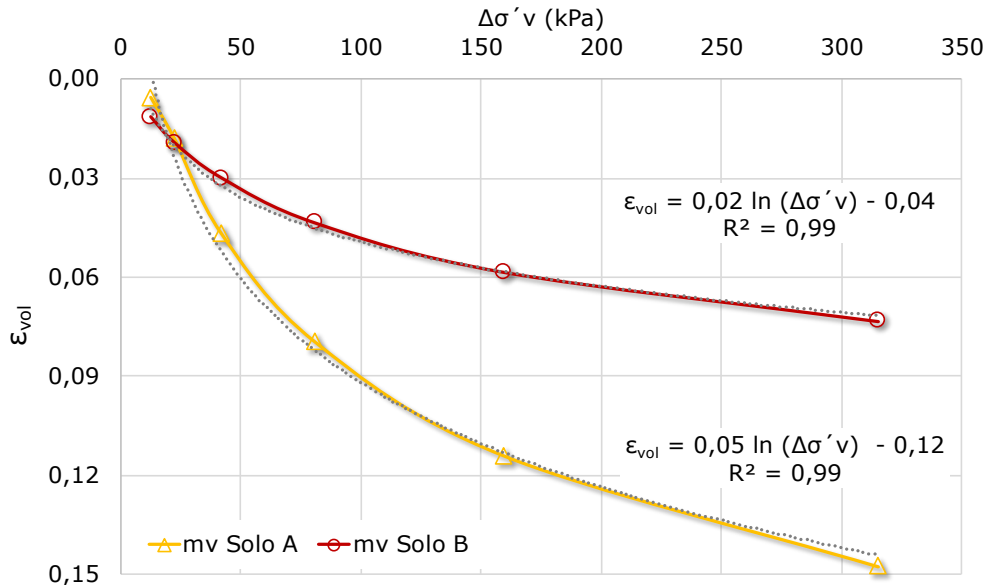


Figura 5.17 Representação do coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , para os solos A e B.

Dado os coeficientes a_v e m_v , se relacionarem, a determinação do valor dos assentamentos poderá ser efetuada recorrendo a qualquer um destes parâmetros.

No quadro 5.10, e na figura 5.18, poderão observar-se os valores estimados para os assentamentos relativos a um metro de espessura de estrato compressível, fornecidos pelos parâmetros C_{c1} , C_c corrigido segundo Schmertmann, e $a_v - m_v$, para os solos A e B.

Quadro 5.10 Assentamentos estimados para 1 metro de espessura de estrato compressível, para os solos A e B, segundo os parâmetros C_{c1} , C_c corrigido e $a_v - m_v$.

$\Delta\sigma'v$ (kPa)	S_d Solo A (cm)			S_d Solo B (cm)		
	$C_c c$	C_c	$av - mv$	$C_c c$	C_c	$av - mv$
12,49	4,5	3,9	0,6	2,0	1,7	1,2
22,25	6,3	5,5	1,8	2,8	2,4	1,9
41,77	8,8	7,7	4,7	3,9	3,3	3,0
80,80	11,7	10,1	8,0	5,2	4,4	4,4
158,86	14,8	12,9	11,4	6,6	5,6	5,8
314,99	18,1	15,7	14,8	8,1	6,8	7,3

Sendo que para melhor perceção do valor dos assentamentos estimados, se poderá observar a figura 5.18.

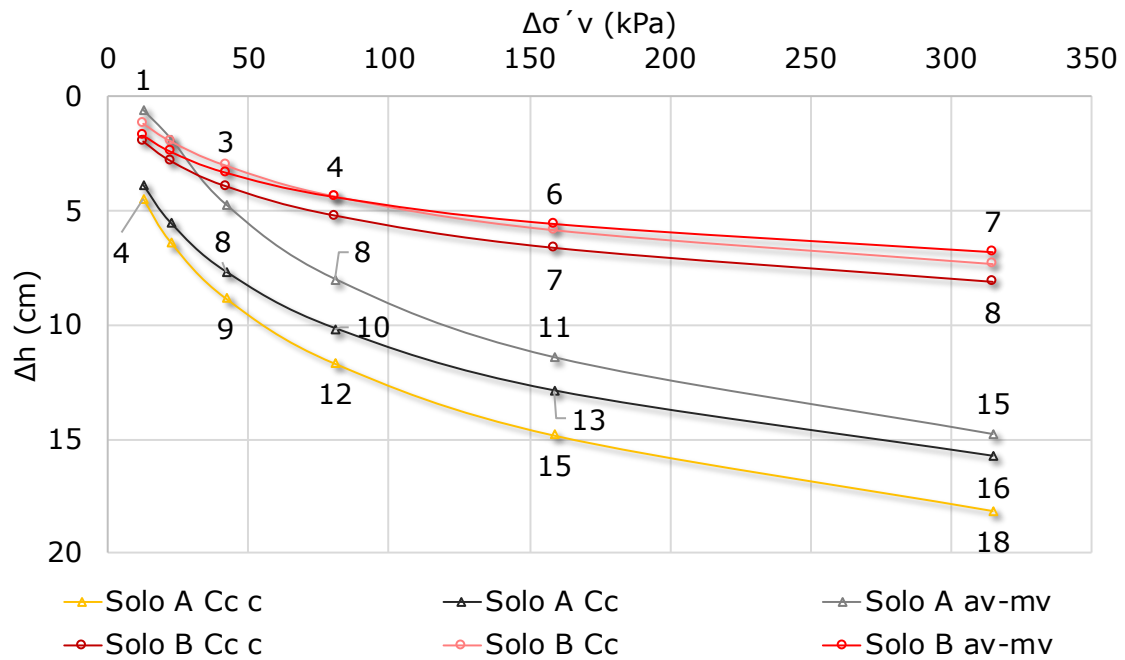


Figura 5.18 Magnitudes de assentamento, S_c (cm), segundo os parâmetros mecânicos C_c , C_c corrigido, e $a_v - m_v$ para os solos A e B, para 1 metro de espessura de estrato.

Na figura 5.18, observa-se que a envolvente dos assentamentos dos solos A e B, é definida pelo índice de compressibilidade C_c , corrigido segundo Schmertmann.

Relativamente aos provetes de solo A, na mesma figura observa-se que os parâmetros de estimativa de assentamento C_c , não corrigido e $a_v - m_v$, convergem de forma satisfatória para valores de tensão induzida superiores a 40 Kpa, sendo que o valor da estimativa dada por estes parâmetros, diverge de aproximadamente 1,5 centímetros.

Já para valores inferiores a esta tensão, 40 kPa, para o mesmo solo, solo A, os mesmos parâmetros divergem em estimativa de forma substancial, sendo que mediante esta observação deverão ser tecidas algumas considerações dado que o relatado não se verifica no solo B, sendo que se admite que a superior homogeneidade deste solo, aliada ao facto de que os assentamentos nele existentes, ocorrerem em claro processo de consolidação, faz com que os provetes de solo B, apresentem em todos os patamares de tensão, superior constância de comportamento em compressão confinada.

Em teoria, os resultados dos valores dos assentamentos estimados segundo os parâmetros C_c e $a_v - m_v$, dado que provenientes da mesma curva granulométrica, deveriam fornecer os mesmos valores para a estimativa de assentamento.

Recorde-se que o índice de compressibilidade C_c , do solo, relativo ao declive do troço virgem advém do admitir de um declive constante para os vários estágios de carga pós tensão de pré consolidação, sendo, que uma observação mais atenta

das curvas edométricas das figuras 5.14 e 5.15, permite verificar que o declive dos tramos virgens relativos aos vários patamares de carga não apresentam declive constante, sendo portanto o valor de C_c , uma aproximação ao real declive de cada troço, e que na desconsideração da declividade do tramo de recompressão, nele foi admitido a declividade C_c , pelo que este admitir incrementa o valor das estimativas do valor dos assentamentos relativos aos primeiros estágios de tensão.

Importa ainda dizer, que os parâmetros $a_v - m_v$, são alheios a tal consideração, expressando de forma mais fidedigna o comportamento mecânico do solo, admitindo-se que sejam parâmetros mais próximos do seu real comportamento.

Em forma de resumo, e para que se evidencie o distinto comportamento mecânico no tempo entre os solos A e B, na Figura 5.19, poderão ser consultadas as estimativas referentes às magnitudes de assentamento para 1 metro de espessura de estrato compressível, fornecidas segundo o parâmetro C_c corrigido, função do valor da tensão induzida $\Delta\sigma'_v$ (kPa), e as relações referentes aos tempos de consolidação t (dias), para uma fronteira drenante, e 90 % de consolidação, função da espessura de estrato compressível, sendo assim efetuada uma estimativa de caracterização do comportamento mecânico no tempo dos dois solos, que poderá ser expeditamente consultada, sendo que para o intervalo de tensões e espessuras de estrato consideradas, se poderá fazer uso das expressões presentes na figura 5.19.

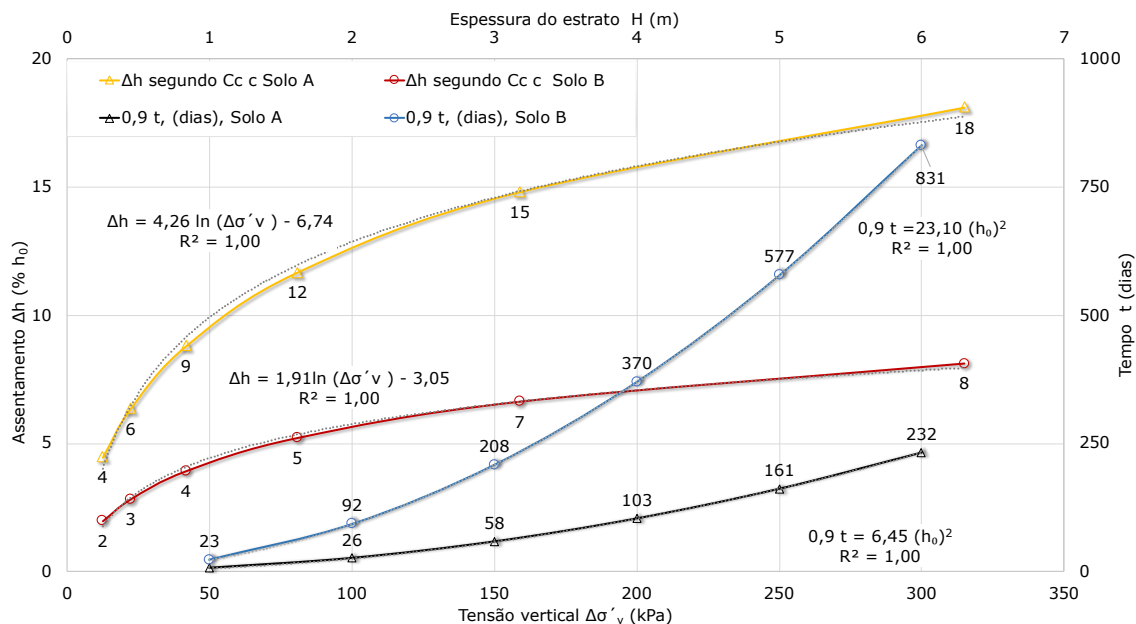


Figura 5.19 Equações de aproximação ao comportamento mecânico no tempo dos solos A e B.

5.6 Considerações finais

Dada a obtenção dos parâmetros relativos ao tempo e à magnitude de consolidação, nomeadamente os referentes ao solo A, julga-se plausível efetuar uma estimativa de assentamento a solos com alguma percentagem de finos na sua constituição, nomeadamente àqueles que insitu denotem alguma plasticidade.

A granulometria atípica do solo A, no contexto da realização do ensaio edométrico, faz com que os procedimentos laboratoriais algo se diferenciem dos de um ensaio edométrico padrão, nomeadamente no cuidado a ter no processo de obtenção dos provetes de solo, e no processo de identificação do início da consolidação primária, tendo-se observado que esta apenas se inicia após a ocorrência de um assentamento imediato de magnitude equiparada ao assentamento por consolidação, sendo esta observação referente a todos os patamares de tensão a que o solo foi solicitado.

Observe-se ainda, que a resposta edométrica do solo A, relativamente à magnitude do referido assentamento imediato, que em todos os patamares de tensão se verifica, que devido à situação de confinamento em que o solo se encontra, não se relacionará com distorções laterais, mas que ocorrerá de forma uniaxial devido à elevada permeabilidade deste solo, pelo que dos assentamentos que nele se verificam, nomeadamente os relacionados com seu índice de compressibilidade C_{cr} , apenas metade se processarão em claro processo de consolidação.

Assim, a magnitude do assentamento imediato do solo A, registada nos primeiros cinco segundos pelo sistema de aquisição de dados, sendo várias vezes superior ao que por norma se verifica nos solos em que o ensaio se realiza, torna fundamental a identificação da transição entre o assentamento imediato e o assentamento primário, sendo este último do domínio da teoria da consolidação.

A realização dos ensaios nos edómetros instrumentados, evidenciou que a automatização de registos, permite uma muito superior resolução do processo de consolidação, que se revelará fundamental em ensaios a solos de granulometria atípica ao mesmo, sendo que para além de minimizar erros por parte de operadores humanos, deverá permitir o alargar do espetro de aplicabilidade do mesmo a solos mais difíceis ou mesmo impossíveis de ensaiar, sendo porventura a única forma de estimar o coeficiente de consolidação c_v , aos solos com menor percentagem de finos na sua constituição, e assim permitir o estimar do tempo associado ao fenómeno da consolidação que no solo se processe.

Saliente-se ainda que a teorização do modelo de Tersaghi, implica o assumir de considerações que tanto mais se afastam do real comportamento do solo, quanto menor for a participação de finos na sua constituição.

Assim, no contexto em que os ensaios ao solo A foram efetuados, deverão ser alvo de observação crítica, as considerações que o modelo assume, nomeadamente à homogeneidade e isotropia do maciço e o seu estado saturado.

Mais se refere que os valores previamente apresentados, relativos aos tempos de consolidação dos dois solos, se reportam às fronteiras drenantes esquematizadas na figura 5.6, assumindo que o excesso de pressão neutra inicial é igual em todo o $z(m)$, sendo que para diferentes condições de fronteira, ou na consideração de diferentes configurações iniciais de sobrepressão, se deverão adotar os respetivos valores de T_v , existentes na bibliografia da especialidade.

A complexidade com que o solo muitas vezes ocorre na natureza, nomeadamente as reais condições de estratificação e fronteiras drenantes, levam a que de forma natural, hoje, a engenharia faça uso de modelações numéricas que por norma se implementam em programas de elementos finitos.

Dada a magnitude de consolidação ser proporcional à espessura do estrato compressível, a abordagem ao processo de consolidação carece de métodos que permitam a avaliação da espessura do mesmo, nomeadamente através da execução de furos de sondagem, que idealmente deveriam permitir a obtenção de amostras indeformadas a diferentes profundidades, permitindo assim o avaliar do índice de vazios em diferentes pontos do maciço, podendo o processo relatado ser auxiliado por metodologia geofísica adequada.

Mediante o exposto, e atendendo ao já referido nas considerações finais relativas ao capítulo 3, antevê-se que a determinação do desenvolvimento de tensões em profundidade e a modelação de diferentes condições de fronteira relativas a estratos consolidáveis, sejam avaliadas com recurso a modelação numérica, que idealmente poderia ser apoiada por instrumentação geofísica e monitorização adequada.

Assim, para trabalhos futuros, julgar-se-ia interessante a parametrização de um programa de elementos finitos com os parâmetros mecânicos obtidos diretamente dos ensaios edométricos, nomeadamente através da dotação paramétrica das características dinâmicas do coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , objetivando assim uma superior aproximação ao real comportamento do maciço, que sempre deverá ser apoiada por correta prospeção.

Por fim, e em termos de contraponto ao enunciado, julga-se relevante expor que "os resultados dependem da verdade da proposição e não da perfeição do equipamento, uma vez que quanto mais simples ele for, melhor o seu propósito se exprime", sendo que "na grande maioria dos casos, apenas uma previsão aproximada é necessária, e se tal previsão não puder ser feita com meios simples, ela não poderá ser realizada." Karl von Tersaghi.

CAPÍTULO 6 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES

6.1 Introdução

No contexto da mecânica clássica de solos, no capítulo anterior, foram expostos os parâmetros mecânicos que permitem estimar o tempo e a magnitude de assentamento de dois solos ensaiados no Laboratório de Geotecnia do Instituto Politécnico de Bragança, tendo sido referido que “melhores estimativas de assentamento poderão ser obtidas dividindo a espessura de estrato compressível em várias camadas, aplicando no seu centro a expressão que permite a determinação do valor do assentamento, atendendo aos respetivos valores de tensão geostática e de tensão induzida que neles se verifique, procedendo no final ao somatório do valor dos assentamentos obtidos. (Fernandes, 2016), adaptado.

Neste contexto, para além de uma breve exposição de matérias que vão além da formulação clássica, nomeadamente a generalização da teoria da consolidação, a mecânica dos solos não saturados e a mecânica do estado crítico, é apresentado um exemplo de refinamento de cálculo da determinação da magnitude de assentamento à luz da teoria clássica de mecânica de solos, mediante o previamente admitido.

6.2 Teoria de Biot

“O assentamento de um solo saturado, processa-se de forma gradual e a uma determinada taxa de variação, assentamento comum em argilas e areias saturadas, adaptando-se o solo de forma progressiva à solicitação que se lhe aplica, sendo o fenómeno denominado por consolidação. ” (Biot, 1941). Ainda segundo o mesmo autor, “Tersaghi assumiu que as partículas de solo estão unidas com uma determinada força molecular, constituindo um material poroso com propriedades elásticas cujos vazios são preenchidos por água, tendo aplicado estes conceitos à análise do assentamento de uma coluna de solo sob carga vertical constante e lateralmente confinada, sendo o notável sucesso desta teoria sido um dos mais fortes incentivos à criação de uma nova ciência”. (Biot, 1941) adaptado.

As palavras de Biot revelam a importância do descrever matemático dos fenómenos naturais, ainda que segundo Tersaghi a sua descrição não passe por vezes

se uma simplificação radical do que realmente no solo ocorre, ainda que com resultados de aplicabilidade satisfatórios. (Tersagui, 1943), adaptado.

A teoria geral da consolidação de Biot, generaliza o modelo unidimensional de Tersaghi, para casos de escoamento bi e tridimensionais e para solicitações de carregamentos variáveis, sendo que, "sua aplicação exige a integração de um sistema de equações diferenciais por via numérica, implementado através do método dos elementos finitos ou das diferenças finitas". (Fernandes, 2016).

Os trabalhos de Biot, derem origem a um novo ramo da mecânica que visa descrever o comportamento de um sistema constituído por um fluido que preenche os poros da matriz que o envolve. Assim a aplicação de uma força externa ao sistema poroso faz com o que a pressão no fluido aumente, afetando o estado de tensão da estrutura que o envolve, sendo que a generalização da teoria da consolidação, resulta no descrever segundo a teoria da poro elasticidade, da fenomenologia que se desenvolve quando se solicita este sistema interdependente em condições não confinadas.

6.3 Mecânica de solos não saturados

Os solos não saturados ocorrem abundantemente na natureza pelo que o abordar seco ou saturado do seu comportamento poderá em muitas circunstâncias não ser o mais adequado, assim, "mundialmente, nas últimas décadas, tem-se constatado grandes esforços no sentido de se compreender o comportamento destes solos, com o intuito de melhoria e aperfeiçoamento de projetos e construções". (Carvalho, et al., 2015).

Os conceitos mecânicos relativos a solos não saturados focam hoje sobretudo os solos situados entre os trópicos, referentes a climas húmidos e quentes normalmente designados por solos tropicais, nomeadamente solos lateríticos e os saprolíticos, sendo os primeiros referentes a solos porosos e resistentes, muito alterados com grande concentração de hidróxidos de ferro e alumínio, com elevada ocorrência de lixiviação devido à presença de águas ácidas e flutuação do lençol freático, e os segundos referentes a solos intemperizados mais recentes, sendo que a descrição do perfil do solo deverá ser sempre um aspeto importante para o engenheiro geotécnico.

Na figura 6.1, poderá observar-se a faixa geográfica onde estes solos mais abundam, e nas figuras 6.2 a) e b), exemplos destes solos.

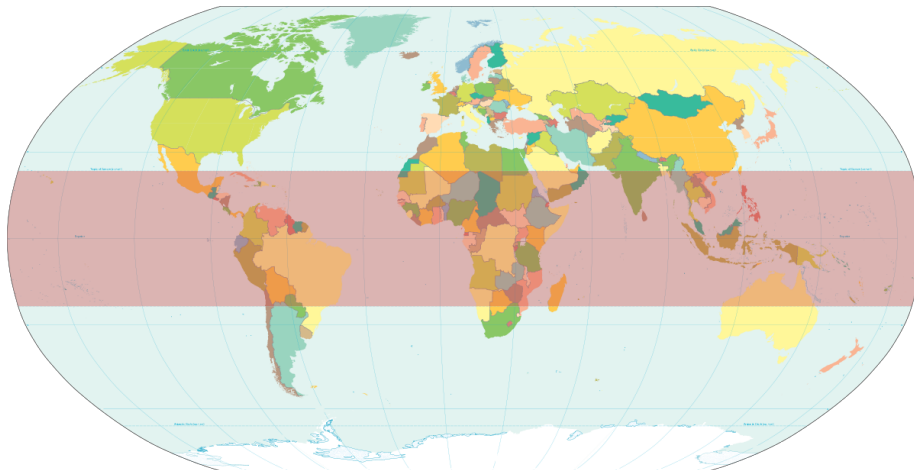


Figura 6.1 Climas tropicais, delimitados pela faixa geográfica definida pelos trópicos de Câncer e Capricórnio, de latitudes, $23,27^{\circ}$ e $-23,27^{\circ}$, respetivamente.

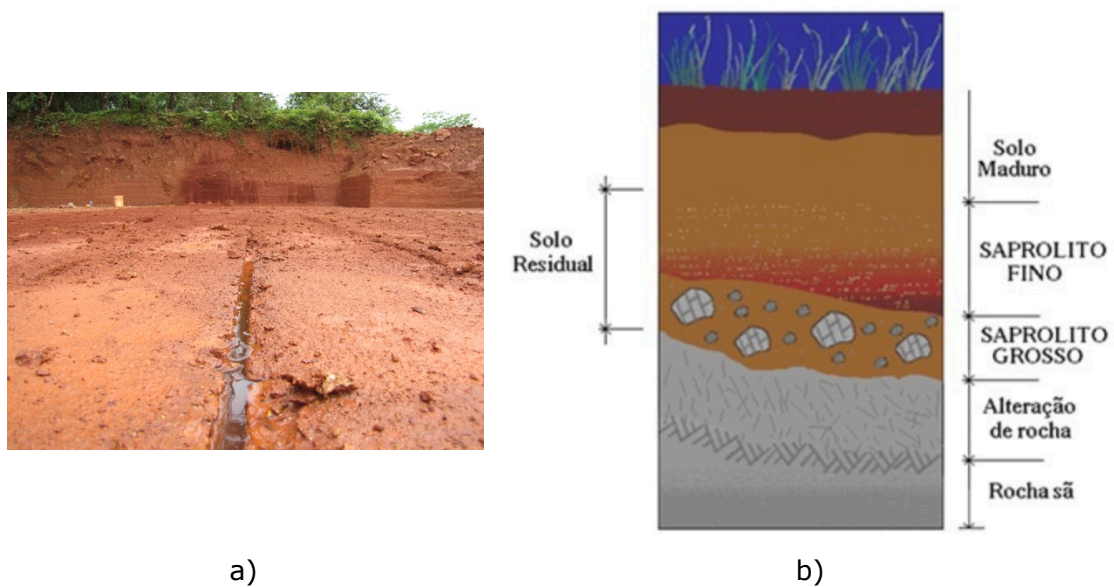


Figura 6.2 Solos onde hoje incide a mecânica de solos não saturados. a) Solo lateríticos, b) perfil de solo saprólito.

Segundo (Carvalho, et al., 2015), o potencial comportamento colapsível ou expansível dos solos finos poderá ser inferido segundo previsões expeditas a partir de classificações pedológicas, sendo que para além da identificação e classificação do solo, são necessárias informações de sua génese e estrutura para uma melhor inferência do seu comportamento, sendo que o desconhecimento do perfil de solo leva o projetista a fazer previsões com um grau de incerteza acima do tolerado nas normas. Assim, quando para além das características dos solos de uma região, e de um perfil em particular, se conhece a sua génese, melhores previsões de comportamento poderão ser inferidas, dando assim, à priori, origem a soluções de fundação

mais eficientes e seguras, sendo que tal conhecimento deverá ser enquadrado nas condições de formação do solo, e da sua relação com a geologia local e regional.

Associadas às diversas composições químicas e mineralógicas dos solos, diferentes sensibilidades aos teores de humidade e grau de saturação neles se observam, sendo estas evidenciadas de forma muito particular em alguns tipos de solos, nomeadamente nos solos colapsíveis, que quando humedecidos sob ação do seu peso próprio, ou quando devido a ações nele induzidas, ocorre uma redução de volume, que se repercutirá no dano ou colapso da estrutura que eventualmente nele se edifique, sendo que ao aumento do grau de saturação se associa uma redução do valor da sucção, e portanto da sua consistência, podendo por vezes verificar-se o colapso brusco da sua estrutura.

No contexto do descrito, evidencia-se a necessidade de aprofundar o conhecimento das características físicas químicas e mineralógicas dos solos, sendo que a descrição do comportamento do solo não saturado, requer a definição e o refinamento de um modelo, que deverá ser numericamente calibrado, mediante o estudo e a realização de ensaios experimentais, estudo que irá além do comumente aceite pela mecânica clássica de solos.

6.4 Considerações da mecânica clássica de solos

“Os métodos de cálculo usados na mecânica de solos clássica, são métodos de cálculo de rotura, devido às dificuldades inerentes ao estabelecimento, entre as relações de compatibilidade das tensões e deformações em elementos de volume de solo contíguos.” (Folque, 1988), adaptado.

Segundo o mesmo autor, no contexto da fluência do solo fino, “o observador que não leve a sua experiência suficientemente longe não considerará a rotura deste solo, em uma situação em que ela ocorrerá”.

A frase anterior permite a observação de um fenómeno que nos solos finos ocorre, e que de forma muito particular condiciona o seu tratamento mecânico.

Segundo Folque, o comportamento dos materiais de uso mais frequente em engenharia civil, são, sob o ponto de vista da sua reologia, observados sob o designo de critérios de rotura, nomeadamente através de parâmetros relacionados com o seu comportamento reológico de tensão/extensão.

Dos critérios de rotura mais usualmente utilizados em mecânica de solos, nomeadamente os critérios de Rankine, St. Venant e Tresca, aquele que de forma mais consensual, estabeleceu a Mecânica de Solos como uma disciplina científica é o critério de rotura de Mohr-Coulomb, que estipula que a rotura do solo se dá quando as

forças tangenciais que o solicitam, vencem as forças de atrito entre as partículas que constituem o solo, sendo este critério mais adequado ao comportamento frágil de materiais que não evidenciem plasticidade, fluência ou viscosidade acentuada.

Já para materiais dúcteis, nomeadamente, solos finos saturados, o critério de rotura a que mais comumente se recorre é o critério de Tresca, sendo que a este critério, à solicitação de máxima tensão tangencial se contrapõem as forças resistentes de natureza eletroquímica presentes nas argilas, não se considerando, tal como no critério de rotura de Mohr-Coulomb, o ângulo de atrito interno do solo, mas sim a sua coesão.

De forma expedita, e a título de exemplo, na figura 6.3 poderá observar-se o valor das tensões relativas à envolvente resistente de um material, que poderá ser determinada mediante a realização de ensaios adequados, sendo que aquando de solicitações que induzam valores superiores ao de resistência determinados, se verificará a rotura do elemento.

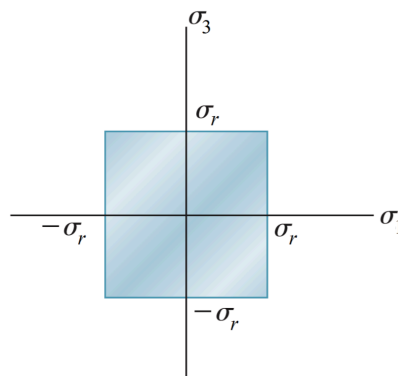


Figura 6.3 Representação gráfica do critério de rotura de Rankine.

Do exposto até aqui, poderá ainda aferir-se que o ângulo de atrito de um solo aumenta com o valor da sua compactidade, e que por exemplo, o valor do seu teor de humidade afeta a sua coesão, não sendo portanto estes parâmetros intrínsecos a um determinado solo, mas antes descritivos de um determinado estado em que este se encontra.

No capítulo 3 da presente tese, nomeadamente no ponto 3.1, foram apresentados os invariantes relativos ao estado plano de tensão, nomeadamente os que de forma independente da orientação da faceta do elemento infinitesimal de solo, definem o seu valor da tensão média e o valor da máxima tensão tangencial, sendo precisamente o conceito de invariante, a base na qual assenta a mecânica de solos do estado crítico.

6.5 Mecânica de solos do estado críticos

Existindo hoje, uma forte tendência à implementação de modelos numéricos, nomeadamente através da implementação do método dos elementos finitos, alguns dos modelos constitutivos neles implementados assentam no modelo desenvolvido na Universidade de Cambridge em 1958, por Roscoe et al, culminando na publicação de Schofield e Wroth, (Schofield, et al., 1968), onde se descreve o modelo constitutivo Cam Clay desenvolvido.

A Mecânica dos Solos do Estado Crítico, tem servido de base à implementação de diversos modelos reológicos nas últimas décadas por parte de alguns pesquisadores, sendo que a sua conceção original se baseia no critério de rotura definido pelos invariantes de tensão, sendo que após o estado crítico o solo, em rotura, se comportará como um fluido, observando-se no entanto, segundo alguns autores, desvios de comportamento reológico entre o modelo Cam Clay e o comportamento que o solo em laboratório e insitu evidencia. O volume específico crítico, poderá ser definido como um invariante de tensão, dado que para qualquer grau de compactação do solo, em corte, este sempre tenderá para um determinado valor residual.

Através da realização do ensaio de corte direto, poderão em abcissa definir-se diferentes valores da tensão vertical efetiva, e em ordenada, os respetivos valores da tensão tangencial de rotura da amostra, sendo que desta plotagem resultará a determinação dos parâmetros que definem a envolvente de Mohr Coulomb, nomeadamente o valor do ângulo ϕ de atrito e da coesão c em (kN/m^2) do solo.

Durante o corte o provete de solo experimentalizará uma extensão volumétrica ε_v , que poderá ser positiva ou negativa, dependendo do grau de compactação do solo, sendo a tensão de corte τ , definida para ao ponto de rotura da amostra, a que corresponderá um determinado ângulo de distorção γ_{xy} .

Da relação entre o ângulo de distorção e o valor da tensão de corte aplicado à amostra, sempre se observará, para qualquer valor do grau inicial de compactação, um valor crítico do valor da tensão tangencial, podendo a envolvente de Mohr Coulomb ser definida segundo os ângulos de pico, crítico ou residual do valor da tensão de corte.

No entanto, segundo o estado crítico, os parâmetros definidos até aqui, ângulo de atrito e coesão, não poderão ser vistos como invariantes, dado que para diferentes valores de teor de humidade e grau de compactação do solo, como já referido, resultarão diferentes valores do ângulo de atrito e do valor de coesão.

Dado que à modelação do estado crítico apenas importam os parâmetros invariantes do solo, um exemplo da definição deste estado, poderá ser observado mediante a relação dos parâmetros do valor da tensão vertical efetiva, e do valor da

tensão de corte, com o volume específico do solo, ou com ou o respetivo valor do índice de vazios, sendo que na figura 6.4, se poderá observar o gráfico tridimensional relativo a estas relações, vindo assim a informação expressa em termos de invariantes de tensão, sendo esta a fronteira representativa dos estados para além dos quais o solo se comportará como um fluido, e portanto, onde segundo o estado crítico, ocorrerá rotura.

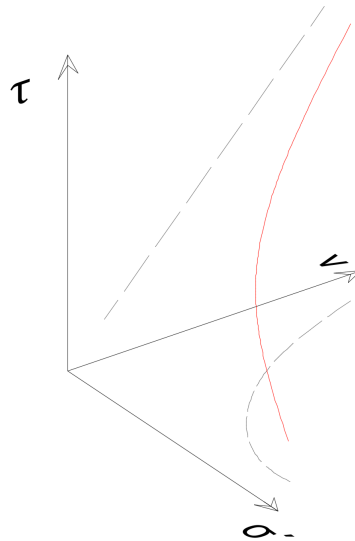


Figura 6.4 Linha de estado crítico.

Independentemente da compactação inicial do solo, em ensaio de corte direto, este sempre alcançará o mesmo valor de índice de vazios crítico. No entanto, para ensaios relativos a amostras indeformadas, após o volume específico do solo atingir um valor máximo, registam-se os valores críticos e residuais deste parâmetro.

A linha crítica que se observa na figura 6.4, diz respeito ao volume crítico, sendo que poderiam também definir-se as curvas relativas ao volume de pico alcançado ou ao volume residual sendo que a união destas linhas daria origem às superfícies de Roscoe e de Hvorslev.

Os invariantes relativos ao estado plano de tensão, dizem respeito ao valor da tensão média e da máxima tensão de corte existente no elemento infinitesimal de solo. Já para o estado triaxial de tensão, é definida uma tensão intermédia σ_2 , de valor intermédio a σ_1 e σ_3 , sendo definidos os invariantes de tensão de desvio q , e o invariante relativo ao valor da tensão p . (Schofield, et al., 1968)

Dada a consideração do estado crítico por norma se reportar aos ensaios de corte direto e triaxial, que segundo (Fernandes, 2016), precedem de forma natural a realização dos ensaios edométricos, após esta breve introdução, que devido à relevância do tema se achou por bem efetuar, deixar-se-á uma eventual abordagem a este estado para eventuais trabalhos futuros.

6.6 Domínio de validade da teoria clássica

À prévia apresentação do exemplo prático, julga-se conveniente fazer as considerações contextuais inerentes à metodologia clássica na qual o mesmo se insere.

Como já observado até aqui, nomeadamente no capítulo 3 da presente tese, a tradução do espectável comportamento do solo *in situ* através de expressões matemáticas tem a si associadas simplificações e domínios de validade que o engenheiro sempre deverá ter presente, neste contexto, o exercício que neste capítulo se apresenta, considera dois estratos de solo, com as características físicas e mecânicas determinadas em laboratório referentes aos dois tipos de solo ensaiados.

Por norma na maioria das situações práticas relativas a fundações, não se verifica confinamento do estrato compressível, pelo que o vetor deslocamento associado a um determinado ponto do maciço possui para além da componente vertical até aqui tratada, componente horizontal. No entanto a forma mais comum de em geotecnia estimar o valor dos assentamentos relativos a estratos compressíveis, com resultados tidos como satisfatórios, é efetuada através da aplicação dos parâmetros mecânicos extraídos do ensaio edométrico na expressão que os estima, dado que como já observado, a generalização da teoria de Tersaghi por parte de Biot implica uma resolução numérica que vai além do escopo da presente tese.

Assim, e pelo referido, o exercício que seguidamente se apresenta negligencia a componente horizontal dos deslocamentos do solo, mas pretende ir, no contexto analítico e clássico ao encontro de um refinamento da estimativa do valor de assentamento.

No entanto, para que não se fique teoricamente confinado ao modelo uniaxial de consolidação, julga-se útil referir algumas considerações relativas ao modelo não confinado, nomeadamente:

- no instante em que se solicita o maciço, devido à consideração da sua deformação lateral, ao aumento da pressão neutra associa-se o um aumento da tensão no esqueleto sólido do solo;
- à distorção lateral do solo associa-se um determinado assentamento imediato;
- ao contrário do que ocorria no estado confinado, a tensão total vertical não permanece total em consolidação;
- o escoamento de água no solo deixa de ser apenas vertical;
- o valor do assentamento imediato S_i , poderá ser estimado mediante a lei de Hooke e do conhecimento das características elásticas do maciço,

E e ν , recorrendo às expressões relativas ao incremento de tensão induzida segundo x , y e z ;

- a metodologia mais adequada para a determinação do assentamento para a situação não confinada, baseia-se no método dos elementos finitos;
- após o assentamento imediato S_i , considera-se que o solo deixa de ter deformação horizontal, sendo que o valor de assentamento por consolidação, poderá de forma simplificada ser determinado mediante a utilização dos parâmetros advindos do ensaio edométrico, sendo $\Delta\sigma'_v$, considerado igual ao excesso de pressão neutra;
- em contexto não confinado a consolidação é particularmente afetada pela geometria da fundação que solicita o maciço, a possança e a anisotropia do mesmo. (Fernandes, 2016);
- quanto mais a geometria, fundação/espessura de estrato confinado, se aproximar da situação de solicitação confinada, mais os resultados de Biot se aproximarão dos resultados de Tersaghi;
- dada a situação de não confinamento lateral, altos valores da razão de permeabilidades $\xi = k_h/k_v$, repercutir-se-ão em maiores velocidades de consolidação.

6.7 Exemplo prático no contexto clássico

O exemplo que neste ponto se apresenta, segundo a teoria da consolidação unidimensional de Tersaghi, conduzirá, em termos de engenharia, como já referido anteriormente, a resultados satisfatórios, sendo na prática a forma mais comum de estimar o valor dos assentamentos em solos compressíveis, sendo que a verificação de resultados provenientes de métodos numéricos, nomeadamente os advindos de programas de elementos finitos, são por regra verificados segundo as estimativas dos métodos clássicos, o que denota a sua robustez e confiabilidade.

A figura 6.5 diz respeito ao desenvolvimento de tensões em profundidade devido à solicitação do maciço por parte de duas fundações de lado B , afastadas de B e desenvolvimento infinito, o que como já referido nas considerações finais do capítulo 3, se aproximará da situação em que o lado maior da fundação L , será maior ou igual a 5 vezes o valor do seu lado menor, B .

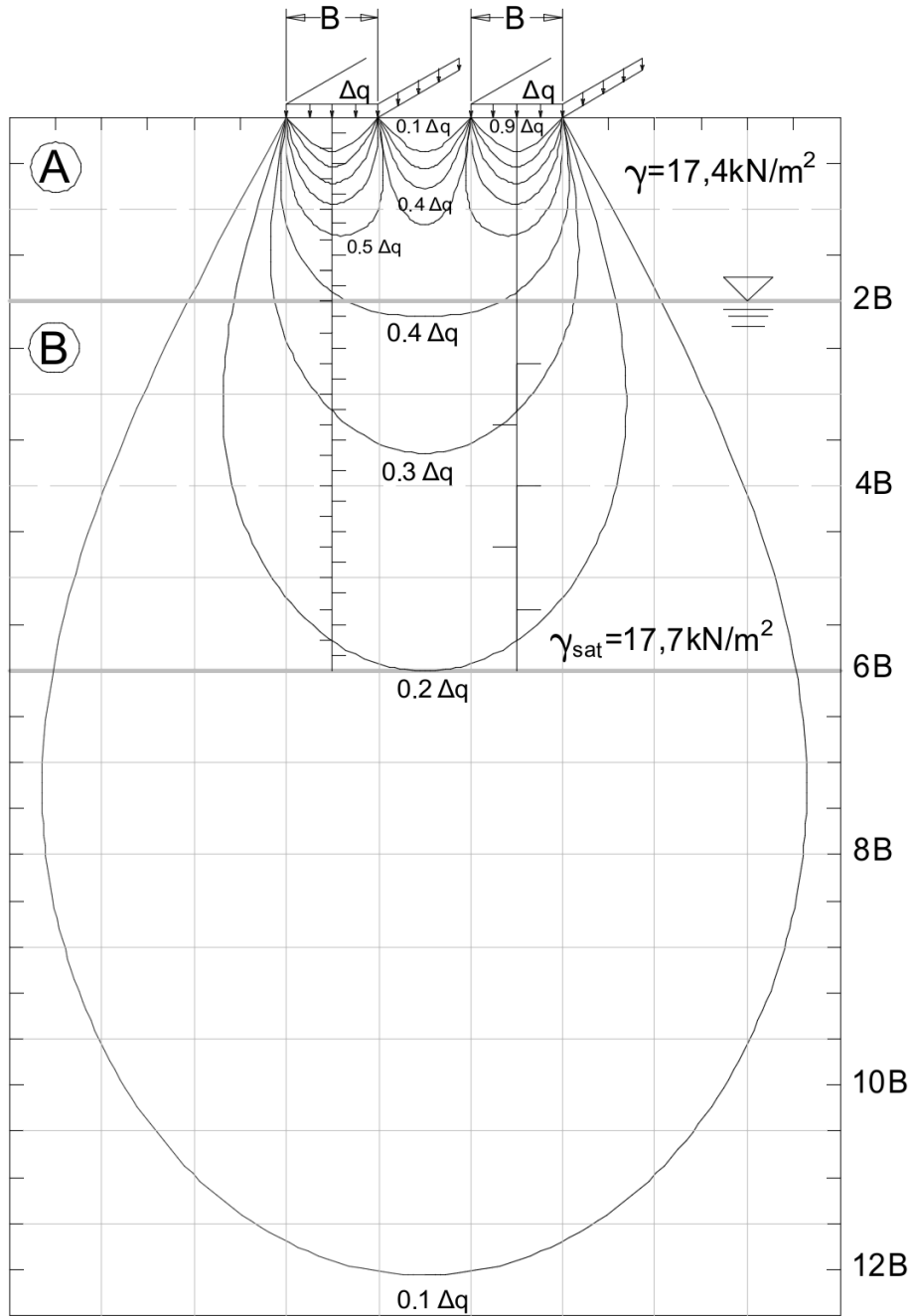


Figura 6.5 Desenvolvimento de bolbo de tensões em estrato de solo A e solo B, relativo a duas fundações de lado B, distanciadas de B e desenvolvimento infinito.

A determinação do valor do assentamento, fará recurso à expressão 6.1, expressão já apresentada no capítulo anterior, respeitante à magnitude de assentamento de estratos finos normalmente consolidados, sendo que devido à sua recorrente utilização no exercício, se julga por bem apresentar a expressão e o significado das suas variáveis.

$$S_c = \frac{h_0}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad 6.1$$

Sendo então :

- S_c , valor do assentamento por consolidação;
- h_0 , espessura do estrato compressível;
- e_0 , índice de vazios inicial do solo;
- C_c , índice de compressibilidade do solo;
- σ'_{v0} , tensão vertical efetiva de repouso;
- $\Delta\sigma'_{v}$, valor do acréscimo de tensão.

Os valores da tensão induzida a diferentes profundidades, foram determinados ao longo do eixo de simetria de cada sapata e não ao eixo de simetria do conjunto, atendendo ao facto de que para pequenas profundidades, se observa um diminuto valor desta tensão abaixo do referido eixo comum.

O refinamento efetuado no exercício, irá assim ao encontro do proferido por (Fernandes, 2016), relativamente ao maior rigor de resultados que poderá ser alcançado quando se subdivide em camadas o estrato compressível e no centro destas se aplica a respetiva expressão de assentamento, expressão 6.1, vindo o resultado do valor do assentamento, igual ao valor do somatório dos assentamentos de cada subcamada.

O exercício considera assim um maciço terroso em meio semi-indefinido, constituído por dois estratos compressíveis, materializados pelos solos A e B, como observado na figura 6.5, com o estrato de maior compressibilidade, estrato de solo A, situado acima do estrato de menor compressibilidade, estrato de solo B, pelo que se deverá atender então a que esta consideração levará à determinação de um valor do assentamento por defeito, que se julga estará coberta pela consideração do valor de C_c , do tramo de recompressão das curvas edométricas, e pelo facto do estrato de solo B, ter uma diminuta contribuição para o valor de assentamento.

O valor do lado B considerado para o lado menor da fundação no presente exercício é de 2 metros, tendo sido considerado o valor de tensão na base das sapatas Δq , de $22,25 \text{ kN/m}^2$, e ambos estratos divididos em uma, três e seis camadas.

Os valores dos índices de vazios e_0 , e índices de compressibilidade C_c , poderão ser observados nos quadros 6.1 e 6.2 respetivamente.

Quadro 6.1 Valores dos índices de vazios considerados.

Solo A	Solo B
0,7225	0,985

Quadro 6.2 Valores dos índices de compressibilidade C_c , considerados.

Solo A	Solo B
0,2087	0,1030

6.7.1 Assentamento estimado

Tensão na base de cada sapata : $\Delta_q = 22,25 \text{ kN/m}^2$

Tensão geostática no centro da camada A:

$$\sigma'_{v0A} = 17,4 \times 4/2 = 34,8 \text{ kN/m}^2$$

Tensão induzida no centro da camada A :

$$\Delta\sigma'_{vA} \approx 0,6 \Delta_q = 13,35 \text{ kN/m}^2$$

Vindo então o assentamento por consolidação do estrato A:

$$S_{cA} = \frac{4}{1 + 0,7225} \times 0,2087 \times \log \frac{34,8E3 + 13,35E3}{34,8E3} = 0,06834 \text{ m}$$

Valor do assentamento estimado $S_{cA} = 6,83 \text{ cm}$

Tensão geostática no centro da camada B:

$$\sigma'_{v0B} = (17,4 \times 4) + (17,7 - 9,81) \times 4 = 101,16 \text{ kN/m}^2$$

Tensão induzida no centro da camada B:

$$\Delta\sigma'_{vB} \approx 0,28 \Delta_q = 0,28 \times 22,25 = 6,23 \text{ kN/m}^2$$

Vindo então o assentamento por consolidação do estrato B:

$$S_{c1} = \frac{8}{1 + 0,985} \times 0,1030 \times \log \frac{101,16E3 + 6,23E3}{101,16E3} = 0,010774 \text{ m}$$

Valor do assentamento estimado $S_c = 1,077 \text{ cm}$

Vindo assim a soma dos assentamentos dos dois estratos:

$$S_{cTotal} = 6,83 + 1,077 = 7,91 \text{ cm}$$

6.7.2 Assentamentos estimados assumindo subdivisões

Devido à maior comodidade na determinação destes valores em folhas de cálculo, neste ponto são apresentados os quadros relativos aos valores dos assentamentos determinados.

Quadro 6.3 Valores de cálculo dos assentamentos no centro de cada subcamada, estrato A.

nº div.	$h_0(m)$ subcamada	Profundidade relativa (m)	σ'_{v0} (kN/m^2)	$\% \Delta_q$	$\Delta\sigma'_v$ (kN/m^2)	S_c (cm)	$S_c total$ (cm)
1	4,00	2,00	34,80	0,6	13,35	6,83	6,83
		0,67	11,61	0,9	20,03	7,03	
3	1,33	2,00	34,80	0,6	13,35	2,28	10,43
		3,33	57,99	0,45	10,01	1,12	
		0,33	5,79	0,95	21,14	5,39	
6	0,67	1,00	17,40	0,8	17,80	2,47	11,16
		1,67	28,99	0,6	13,35	1,33	
		2,33	40,59	0,53	11,79	0,89	
		3,00	52,20	0,45	10,01	0,62	
		3,67	63,79	0,4	8,90	0,46	

Quadro 6.4 Valores de cálculo dos assentamentos no centro de cada subcamada, estrato B.

nº div.	$h_0(m)$ subcamada	Profundidade relativa (m)	σ'_{v0} (kN/m^2)	$\% \Delta_q$	$\Delta\sigma'_v$ (kN/m^2)	S_c (cm)	$S_c total$ (cm)
1	8,00	4,00	101,16	0,28	6,23	1,08	1,08
		1,33	80,09	0,34	7,57	0,54	
3	2,67	4,00	101,16	0,28	6,23	0,36	1,13
		6,67	122,23	0,215	4,78	0,23	
6	1,33	0,67	74,89	0,375	8,34	0,32	1,14
		2,00	85,38	0,315	7,01	0,24	
		3,33	95,87	0,29	6,45	0,20	
		4,67	106,45	0,255	5,67	0,16	
		6,00	116,94	0,23	5,12	0,13	
		7,33	127,43	0,2	4,45	0,10	

Podendo observar-se os resultados obtidos no quadro 6.5.

Quadro 6.5 Resumo dos assentamentos estimados.

Estrato	Nº divisões do estrato		
	1	3	6
A	6,83	10,43	11,16
B	1,08	1,13	1,14
A+B	7,91	11,56	12,3

6.8 Considerações finais

A diversidade de configurações com que os maciços terrosos e rochosos existem na natureza, faz com que as considerações efetuadas na determinação do valor dos assentamentos por vezes se afastem das reais condições do maciço.

Neste contexto, e por forma a enquadrar o melhor possível a estimativa de assentamento em um modelo de cálculo adequado e coadunado com tal variação de condições, deverá a prospeção efetuada in situ ser ampla e rigorosa.

Uma vez que nem sempre está ao dispor da engenharia um leque variado de instrumentação ou amplas condições de prospeção, deverá o engenheiro estar alerta das simplificações inerentes aos modelos de cálculo a que recorre, por forma a que não ocorram desvios substanciais entre os valores dos assentamentos estimados com os que efetivamente in situ se observam.

Ao longo do capítulo foram abordados modelos respeitantes à modelação do comportamento mecânico do solo, nomeadamente a teoria de Biot, a modelação do solo não saturado, e o estado crítico do mesmo, sendo que tais modelos requerem modelações matemáticas complexas, o conhecimento de mais variáveis físicas do solo, e a consideração de idealizações de comportamento mecânico, que segundo alguns autores se afastam do que na realidade se observa.

Do exposto, e na consideração do que hoje se verifica no desenvolvimento de modelos alternativos aos modelos clássicos, importa referir a confiabilidade e a robustez que a teoria clássica ainda hoje possui, sendo que por ela se erigiram as estruturas em que hoje a sociedade moderna assenta.

Tal como na teoria clássica, a acuidade de resultados da modelação numérica, nomeadamente a efetuada através da implementação do método dos elementos finitos, depende do conhecimento das características físicas e mecânicas do maciço e da correta observação das condições de fronteira nele existentes, sendo que por bem

estes modelos sempre deverão ser ajustados segundo as observações insitu e em laboratório efetuadas.

Pelo exposto, obvia-se a fundamental relevância do trabalho de prospeção insitu, dado deste resultar parte da modelação considerada nos diversos modelos de cálculo, sendo hábito comum, como já referido a comparação de resultados advindos dos modelos numéricos, com os oriundos da modelação clássica.

No contexto do exercício apresentado, verifica-se que o aumento do número de divisões dos estratos compressíveis, faz com que a magnitude estimada do assentamento convirja para um determinado valor.

Não tendo sido inocente a consideração do valor da tensão para base das sapatas de $22,25 \text{ kN/m}^2$, devido à fraca capacidade portante dos solos ensaiados, uma vez que para maiores valores desta tensão, se tenham observado assentamentos de magnitude incompatível com a solução de fundação de sapata isolada, sendo que os cálculos de tal consideração não foram apresentados uma vez que apenas se pretendia obviar a possibilidade de refinamento da estimativa do valor de assentamento, ainda que em rigor se tenha tratado de um exercício de dimensionamento, nomeadamente através do condicionamento do valor da tensão solicitante do maciço a $22,25 \text{ kN/m}^2$.

Após o somatório do valor dos assentamentos relativos às subcamadas consideradas, verifica-se que haverá convergência para uma determinada magnitude deste valor, sendo que não se justificará em termos de volume de cálculo a subdivisão em um grande número de subcamadas dos estratos compressíveis, quando se verifica tal tendência. Em termos de linguagem numérica dir-se-ia que a solução converge, podendo ser estabelecido um critério de paragem relativo a um determinado valor pré estabelecido entre as diferentes estimativas de assentamento relativas a duas subdivisões sucessivas.

Observe-se que a diferença no valor do assentamento estimado, aquando da não consideração de divisão dos estratos compressíveis, é de 7,91 centímetros, como se poderá verificar no quadro 6.5, sendo de 12,3 centímetros na consideração da divisão destes estratos em 6 subcamadas, repercutindo-se esta diferença em um acréscimo de 4,39 centímetros ou de 55,5 % de agravamento no valor do assentamento aquando da consideração da divisão referida, sendo que em termos da superestrutura não seria de menosprezar tal diferença.

Já para os valores de assentamento referentes à divisão dos estratos compressíveis em 3 e 6 subcamadas, de 11,56 centímetros e de 12,3 centímetros respetivamente, estimativas afastadas de 0,74 centímetros, referentes a um acréscimo no valor de assentamento de 6,4 %, poderá afirmar-se que em termos geotécnicos, seria suficiente a divisão dos estratos A e B em 3 subcamadas.

Na consideração clássica do maciço como um meio semi-indefinido, homogéneo e isotrópico, é na sua sub-superfície mais imediata que o valor das tensões induzidas mais se evidencia, onde ocorre portanto maior dissipação de tensão, sendo que da observação da figura 6.5, se poderá constatar que metade do valor da tensão se dissipa a uma profundidade de aproximadamente igual ao valor do lado B das fundações, 2 metros, reportando-se portanto o assentamento aos horizontes mais superficiais do maciço.

Devido à situação de não confinamento dos estratos compressíveis que se observa no exercício apresentado, deverá atender-se a que nos pontos em que foram determinados os valores de assentamento, pontos situados abaixo do eixo de simetria de cada fundação e relativos ao centro das camadas admitidas, devido à existência de uma componente horizontal não nula de deslocamento que no exercício foi negligenciada, deverão os resultados obtidos ser alvo de tal consideração.

Importa ainda dizer que o inverso do parâmetro relativo ao módulo de deformabilidade volumétrica do solo m_v , ou seja $1/m_v$, representa o módulo de deformabilidade confinado do solo, ou módulo edométrico E_{oed} , ou $E_{\varepsilon h=0}$, podendo este parâmetro relacionar-se com o módulo de Young, e o coeficiente de Poisson, sendo que para a situação confinada se poderá observar a relação entre a tensão segundo σ_z , e a respetiva extensão volumétrica do solo ε_z , através da expressão 6.2, (Fernandes, 2016)

$$\sigma_z = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \varepsilon_z \quad 6.2$$

relação existente em situação confinada, quando $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, podendo o módulo edométrico ser expresso segundo a expressão:

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad 6.3$$

sendo que para a situação de não confinamento se deveria fazer uso da expressão relativa à lei de Hooke generalizada, vindo para o estado plano de tensão a relação definida pela expressão já apresentada:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad 6.4$$

sendo que em rigor, em situação não confinada, verificar-se-á um assentamento imediato de índole distorcional que poderá ser determinado segundo relações de tensão relativas ao estado plano de tensão.

Observa-se assim, que a mais considerações se deverá atender aquando da situação de carregamento não confinado, sendo no entanto o cerne da presente tese a avaliação da magnitude de assentamento em contexto uniaxial de deformação, sendo esta porventura, e como já relatado, a forma mais expedita a que por norma se recorre na determinação dos espectáveis valores de assentamento, indo além do escopo da presente tese considerações bi e tridimensionais do fenómeno da consolidação, ainda que a estas considerações se lhe tenha feito alguma referência.

A magnitude de assentamento relativa aos estratos compressíveis, quando em situação confinada, é por norma governada pelo valor dos assentamentos por consolidação, sendo que para a situação não confinada se verificará um assentamento lateral distorcional que em bom rigor deveria ser determinado, mas que irá além do estudo aqui apresentado.

Dado o exposto, e tendo sido já tecidas algumas considerações acerca do assentamento imediato que em situação confinada no solo A se verifica, julga-se importante referir que a generalização da teoria da consolidação por parte de Biot, e a consideração do solo não saturado, representarão uma aproximação ao real comportamento do maciço, que aliadas a corretas parametrizações em programas de elementos finitos deverão proporcionar avanços no espectável comportamento dos maciços.

CAPÍTULO 7 RESUMO E CONCLUSÕES

7.1 Resumo e Conclusão

Após em todos os capítulos da presente tese, terem sido tecidas as respectivas considerações finais, julga-se útil a elas efetuar uma última referência.

O trabalho aqui exposto, após o efetuar de algumas considerações iniciais, começa por descrever os dois grupos de solos que sob o ponto de vista da geotecnia mais abundam na natureza, incidindo nas suas características comuns e naquelas que os distinguem.

Após a introdução efetuada no primeiro capítulo, no capítulo segundo, em forma de base para o trabalho realizado, evidenciou-se que o solo deverá ser descrito segundo as suas características organoléticas, descritos os seus índices físicos, curva granulométrica e limites de consistência, tendo-se neste contexto, apresentado algumas características dos solos ensaiados e procedido à sua respetiva designação.

Uma vez evidenciada a problemática associada à existência de solos finos, nomeadamente nas consequências que desta poderão advir, importará saber qual o valor da tensão a que estes maciços poderão ser solicitados, para que tal problemática não se manifeste.

Neste contexto, e devido a que os estratos compressíveis poderão existir a qualquer profundidade, apresentou-se no terceiro capítulo, a exposição de como em contexto clássico, e com as limitações a ele inerentes, hoje, o engenheiro geotécnico por norma avalia a tensão a que tais estratos são solicitados, através da determinação aproximada do desenvolvimento de tensões em profundidade, relativamente a diferentes configurações de solicitação superficial.

À prévia exposição relativa aos ensaios edométricos realizados, cerne da presente tese, no quarto capítulo, foram apresentados os resultados de campo e laboratoriais que precedem o ensaio, onde se apresentam todos os índices físicos relativos aos solos ensaiados, tendo sido tecidas algumas considerações normativas que se julgaram relevantes.

A exposição relativa aos resultados edométricos experimentais, efetuada no capítulo quinto, apar de aferir a possibilidade do ensaio a solos que evidenciem alguma plasticidade, expôs uma análise comparativa relativa ao comportamento mecânico no tempo dos dois solos ensaiados, tendo-se observado, mediante o tratamento efetuado

aos resultados dos ensaios, sob o ponto de vista do seu comportamento confinado, as suas particulares leis constitutivas, tendo sido ainda efetuadas algumas previsões de comportamento destes solos.

Por forma a que a presente tese não se reportasse apenas à abordagem clássica da mecânica de solos, ainda que com todo crédito que na atualidade esta merece, no sexto capítulo foi efetuado um breve abordar do estudo de Biot, relativo a generalização da teoria uniaxial de consolidação de Tersaghi, para o estado bi e tridimensional do fenómeno, tendo-se ainda efetuado breves incursões na mecânica de solos não saturados e na mecânica de solos do estado crítico, tendo o capítulo concluído com um exemplo de refinamento em contexto clássico, relativamente à espetável magnitude de assentamento do maciço.

No contexto do trabalho realizado, observou-se que comparativamente à metodologia clássica, o estudo que na tese se apresenta, nomeadamente, o tratamento efetuado aos registos provenientes dos edómetros instrumentados, significam já um avanço relativamente à abordagem clássica do fenómeno da consolidação, nomeadamente no respeitante à quantidade e acuidade de registos, ao ponto de se poderem observar as equações constitutivas dos solos com valores de regressão linear muito próximos da unidade, sendo que mais se informa que os dados provenientes dos edómetros respeitantes aos ensaios realizados, dizem respeito a aproximadamente 2 milhões de leituras, que após filtradas e tratadas, estarão na génese dos gráficos que no capítulo 5 se apresentam.

Do exposto, deduz-se, que pela acuidade observada, que a instrumentação de mais máquinas de ensaio, nomeadamente a instrumentação da máquina de corte direto, permitirá o efetuar de uma primeira abordagem à mecânica de solos do estado crítico.

Por todo o até aqui referido, e após se validar a possibilidade da realização do ensaio edométrico aos solos da região que evidenciem alguma plasticidade, importará agora fazer algumas considerações relativas à possibilidade de desenvolvimentos futuros, aos quais o seguinte ponto se lhe dedica.

7.2 Perspetivas de desenvolvimento futuro

As palavras de Tersaghi, relativas ao discurso inaugural aquando do primeiro Congresso Internacional de Mecânica de Solos e Fundações, realizado em 1936, onde segundo o próprio, "armas novas e eficientes se terão forjado pela técnica no combate às traiçoeiras forças da natureza que no solo se ocultam", palavras referentes ao emergente estabelecimento da Mecânica de Solos como uma disciplina Científica, poderão

hoje ter o seu equivalente, se olharmos às contribuições técnicas que hoje a geotecnia tem ao seu dispor, nomeadamente, a possibilidade da modelação numérica de sistemas físicos, e ao leque de instrumentação geofísica a que hoje se poderá recorrer.

Uma significativa percentagem da atual mecânica de solos, faz ainda hoje uso de fórmulas derivadas de equações diferenciais idealizadas segundo simplificações cujos resultados são tidos como aceitáveis, mas que devido à complexidade e diversidade de situações que na prática envolvem a geotecnia serão difíceis de modelar, pelo que o recurso a elementos finitos e a metodologias avançadas de prospeção permitirão uma modelação que mais irá ao encontro de modelos determinísticos, antevendo-se porventura que a estatística relativa a representatividade das amostras será utilizada de uma forma mais capaz em outro contexto que não apenas o do avaliar da viabilidade da extrapolação dos resultados das amostras para o maciço.

De forma mais concreta, e mediante o observado, após a incursão realizada à mecânica clássica ao longo da presente tese, idealiza-se que um programa de elementos finitos poderá e deverá ser parametrizado mediante as equações constitutivas provindas dos registos automáticos dos ensaios instrumentados, e que as condições de fronteira relativas aos maciços, que a modelação matemática tem dificuldade em expressar devido ao volume de cálculos que se lhe afeta, deverá idealmente ser efetuada por instrumentação geofísica adequada, dotando assim a modelação pretendida dos parâmetros físicos e mecânicos reais afetos ao solo em questão, e de uma modelação contextual de fronteira que mais ao encontro irá das reais condições do maciço, sendo que espectável estimativa do comportamento dos maciços, deverá assim caminhar para avaliações cada vez mais determinísticas.

Atendendo ao elevado número de fatores inerentes à complexidade da própria natureza, sendo alguns deles difíceis de caracterizar, avaliações ou modelações determinísticas sempre algo se poderão distanciar das que realmente ocorrem nos maciços, ainda que se julgue que o caminho a ser adotado sempre deverá ser o do tratamento da mecânica de solos como uma ciência exata.

Mais se refere que os coeficientes de segurança hoje adotados em geotecnia, que para além das variáveis afetas às obras de engenharia civil, se relacionam com a incerteza do comportamento dos maciços terrosos, pelo que o avançar técnico e científico desta disciplina, no almejar de premissas determinísticas, neles terá impacto.

Em forma de contraponto ao enunciado, na consideração das palavras de Terzaghi, de que "a ferramenta mais simples nas mãos de um engenheiro atento, poderá ser sempre mais valiosa do que estar refém de procedimentos e máquinas complexas", sendo que "o recurso a instrumentos caros e sensíveis pertencerá à situação em que já se terá um domínio claro dos fenómenos naturais e onde existe mais-valia na

obtenção de números refinados”, sendo que em verdade se julga que se poderia trazer à luz dos novos desenvolvimentos, toda a simplicidade e beleza da mecânica clássica.

Bibliografia

- ABNT. 1990. *MB 3336 Solo Ensaio de adensamento unidimensional*. 1990.
- ABNT-NBR-7250. 1982. *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento de solo*. 1982.
- ASTM. 1998. *D 2487 98 Unified soil classification*. 1998.
- Bardet, Jean-Pierre. 1997. *Experimental soil mechanics*. 1997.
- Barros, Joaquim António Oliveira de. 2004. *Conceitos fundamentais da teoria da elasticidade*. 2004.
- Bastos, Paulo Sérgio dos Santos. 2016. *Sapatas de fundação*. 2016.
- Berberian, Dickran. 2010. *Fundamentos de mecânica de solos*. s.l. : Faculdade de Engenharia e Centro Acadêmico Coração Eucarístico, Belo Horizonte, 2010.
- Biot, Maurice. 1941. *General theory of three-dimensional consolidation*. 1941.
- Boussinesq, Joseph Valentin. 1887. *Cours d'analyse infinitésimale à l'usage des personnes qui étudient cette science en vue de ses applications mécaniques et physiques Tome .* 1887.
- Budhu, Muni. 2007. *Soil Mechanics and foundations*. 2007.
- Caputo, Homero Pinto. 1988. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 1988.
- Carvalho, José Camapum de, et al. 2015. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. s.l. : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica , 2015.

- Coelho, Silvério. 1996. *Tecnologia de Fundações*. 1996.
- Das, Braja M. 2007. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 2007.
- E239-1970. 1970. *Análise granulométrica por peneiração húmida*. 1970.
- EN-1997-1. 2004. *Eurocode 7 Geotechnical design - Part 1: General rules* . 2004.
- EN-1997-2. *Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*.
- Fernandes, Manuel de Matos. 1995. *Mecânica dos solos, Vol.2*. 1995.
- Fernandes, Manuel Matos. 2016. *Mecânica de Solos, Volume 1*. 2016.
- Fernandes, Matos. 2016. *Mecânica de Solos, Volume 2*. 2016.
- Folque, José. 1987. *Introdução à mecânica dos solos*. s.l. : LNEC, 1987.
- . 1988. *Reologia dos solos*. s.l. : LNEC, 1988.
- . 1988. *Reologia dos solos*. 1988.
- Folque, José, Nascimento, Úlipio e Castro, Elda de. 1974. *Mecânica dos solos - Conceitos fundamentais* . s.l. : LNEC, 1974.
- Gandaio, João Emanuel Pereira. 2012. *Estudo da consolidação em solos areno-siltosos com recurso à célula de Rowe. Comparação com ensaios edométricos tradicionais*. 2012.
- Gandaio, João Emanuel Pereira. 2012. *Estudo da consolidação em solos areno-siltosos com recurso à célula de Rowe. Comparação com ensaios edométricos tradicionais*. 2012.
- Gonçalves, José, et al. 2017. *One dimensional consolidation properties of soil using incremental loading test: experimental setup based on a LABView Approach*. 2017.
- Hachich, Waldemar, et al. 2009. *Fundações, teoria e prática*. 2009.

ISO. 2017. *17892 5 Geotechnical investigation and testing Laboratory testing of soil -- Part 5: Incremental loading oedometer test*. 2017.

LNEC. 1966. *E-196 Granulometria, Sedimentação*. 1966.

LNEC-E-196. 1966. *Análise granulométrica*. 1966.

LNEC-E-239. 1970. *Análise granulométrica por peneiração húmida*. 1970.

Lowell, University of Massachusetts. 2013. *Soil mechanics - Consolidation*. 2013.

Martins, Júlio Barros. 2002. *Fundações*. s.l. : Universidade do Minho, 2002.

Martions, Júlio Barreiros. 2002. *Fundações*. 2002.

Massachusetts, University of. *Advanced soil mechanics*.

Moraes, Marcello da Cunha. 1976. *Estruturas de fundações*. s.l. : McGraw-HILL, 1976.

Murthy, V.N.S. 2003. *Geotechnical engineering : principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. 2003.

Nascimento, Úlipio, Folque, José e Castro, Elda de. 2004. *Mecânica dos solos*. s.l. : LNEC, 2004.

Neves, Maranha das e Melo, Ghedes de. 1974. *Equilíbrios limite e estados críticos*. . s.l. : LNEC, 1974.

NP-143. 1969. *Determinação dos limites de consistência*. 1969.

NP-83. 1965. *Determinação da densidade das partículas sólidas*. 1965.

NP-84. 1965. *Determinação do teor em água*. 1965.

NP-EN-1997-1. *Projecto geotécnico Parte 1: Regras gerais*.

—. 2010. *Projeto geotécnico - Regras gerais*. 2010.

- NP-EN-933-1. 2012. *Análise Granulométrica – Método de Peneiração*. 2012.
- Oliveira, Joaquim Teodoro Romão de. 2002. *A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles*. 2002.
- Olson, Roy E. e Lai, Iunnren. 2003. *Advanced soil mechanics, stress distribution*. 2003.
- Ortigão, J.A.R. 2007. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 2007.
- Poulos, Harry e Harmer, Davis. 1974. *Elastic solutions for soil and rock mechanis*. 1974.
- Póvoa, Rui Ferreira. 2014. *Simulação do comportamento de um solo artificialmente estabilizado com o modelo Cam Clay estruturado modificado*. 2014.
- Santos, João Alves Nogueira. 2012. *Uso de métodos eléctricos para aceleração da consolidação em solos finos argilosos*. 2012.
- Schofield, Andrew e Wroth, Peter. 1968. *Critical state soil mechanics*. 1968.
- Scott e Schoustra. 1968. *Soil mechanics and engineering*. 1968.
- Tersaghi, Karl. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. 1943.
- Tersagui, Karl e Peck, Ralph. 1961. *Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia*. 1961.
- Tersagui, Karl von. 1943. *Theoretical soil mechanics*. 1943.
- Velloso, Dirceu e Lopes, Francisco. 2004. *Fundações*. 2004.
- Westergaard, Harold Malcolm. 1964. *Theory of elasticity and plasticity*. 1964.