

ESTUDO NUMÉRICO SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E SOBRE SOLOS DE FUNDAÇÃO NÃO SATURADOS

JOSÉ NUNO PINHO FIGUEIREDO

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Mota Couto Marques

Co-Orientador: Professor Doutor Sebastià Olivella Pastallé

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

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

À minha família, aos meus amigos, à Cristina

AGRADECIMENTOS

Expresso o meu sincero agradecimento aos Professores José Couto Marques e Sebastià Olivella, pela orientação, paciência e ânimo que transmitiram e pela experiência com que contribuíram para este trabalho. O seu papel foi determinante para que os objectivos definidos fossem atingidos.

Quero também deixar registado o apreço em relação à minha família pelo carinho e apoio incondicional que sempre me dedicaram. Um especial reconhecimento é devido a toda a influência positiva que recebi do meu Pai, da minha Mãe e do meu Irmão.

A todos os amigos com quem troquei alegrias e frustrações ao longo desta etapa académica que agora se encerra e com quem partilhei o meu tempo dentro e fora do período escolar, expresso a minha gratidão.

Uma última palavra à Cristina, com quem passei a esmagadora maioria das últimas 43800 horas. Companheira em todos os sentidos da palavra, atingimos juntos mais um grande objectivo.

RESUMO

Esta dissertação aborda as questões da capacidade de carga de fundações superficiais e do comportamento deste tipo de fundação em solos não saturados colapsíveis.

Faz-se uma introdução ao cálculo da capacidade de carga, na sua forma mais simplificada e também para vários casos de interesse prático. Os resultados obtidos através da expressão base da capacidade de carga, considerada isoladamente ou em conjugação com os factores correctivos que permitem ter em conta situações como sapata circular, presença de estrato rígido, carga inclinada e carga excêntrica, são comparados com os resultantes de análises numéricas efectuadas com o método dos elementos finitos.

Apresenta-se uma breve introdução enquadrando a problemática dos solos não saturados e dos solos colapsíveis. São sumariamente descritas as bases do *Barcelona Basic Model*, modelo numérico para solos não saturados. Realizam-se simulações numéricas em solos não saturados colapsíveis, tendo em vista a análise do comportamento de uma sapata de desenvolvimento infinito isolada perante a infiltração de precipitação e de um conjunto de sapatas corridas aquando da rotura de uma conduta subjacente à sapata central. Por último, reproduzem-se numericamente ensaios edométricos com inundação em solos não saturados colapsíveis.

PALAVRAS-CHAVE: fundações superficiais, capacidade de carga, factores correctivos, solos não saturados colapsíveis, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

This dissertation deals with the problems of the bearing capacity of shallow foundations and of the behaviour of this type of foundation on unsaturated collapsible soil.

An introduction is made to the calculation of the bearing capacity in its simplified form, as well as for several cases of practical importance. The results achieved through the basic bearing capacity expression, isolated or in conjugation with the corrective coefficients that take into account situations such as circular footing, shallow rigid strata, inclined load and eccentric load, are compared with the ones obtained from numerical simulations applying the finite element method.

A brief introduction is presented for unsaturated and collapsible soil problems. A concise description is provided of the *Barcelona Basic Model* features, an unsaturated soil numerical model. Numerical simulations of unsaturated collapsible soil behaviour are performed for the case of a single strip footing following infiltration of heavy rainfall and for that of a set of strip footings affected by a leaking water pipe located beneath the central footing. Finally oedometer tests with inundation on unsaturated collapsible soil are reproduced numerically.

KEYWORDS: shallow foundations, bearing capacity, corrective coefficients, unsaturated collapsible soils, finite element method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. PROGRAMAS UTILIZADOS	3
2.1. ENQUADRAMENTO	3
2.2. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “CODE_BRIGHT” E FERRAMENTA DE PRÉ E PÓS PROCESSAMENTO “GID”	3
2.3. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “HYPLAS” E FERRAMENTA DE PRÉ E PÓS PROCESSAMENTO “VIFEM”	4
3. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	5
3.1. INTRODUÇÃO	5
3.2. EXPRESSÃO BASE DA CAPACIDADE DE CARGA	6
3.3. EXTENSÃO DA EXPRESSÃO BASE A CASOS DE INTERESSE PRÁTICO	7
3.3.1. INTRODUÇÃO	7
3.3.2. SAPATAS COM CARGA EXCÊNTRICA	7
3.3.3. SAPATAS COM DESENVOLVIMENTO FINITO	8
3.3.4. SAPATAS COM CARGA INCLINADA	9
3.3.5. SAPATAS COM BASE INCLINADA	10
3.3.6. SAPATAS EM TERRENO COM SUPERFÍCIE INCLINADA	10
3.3.7. SAPATAS COM “FIRME” A PEQUENA PROFUNDIDADE	11
3.3.8. CONSIDERAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO ACIMA DA BASE DA FUNDAÇÃO	12

4. ESTUDO NUMÉRICO SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	13
4.1. MOTIVAÇÃO DESTA ANÁLISE	13
4.2. CASOS MODELADOS	13
4.3. CARGA DE ROTURA DE FUNDAÇÃO DIRECTA DE DESENVOLVIMENTO INFINITO	14
4.3.1. ENQUADRAMENTO	14
4.3.2. MODELAÇÃO	14
4.3.2.1. Geometria, malhas e condições de fronteira	14
4.3.2.2. Características mecânicas dos materiais	15
4.3.3. RESULTADOS	16
4.3.3.1. Análise para pequenas deformações	16
4.3.3.2. Análise para grandes deformações	19
4.3.4 CONCLUSÕES	21
 4.4 COMPRESSÃO DE UM PROVETE EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO	21
4.4.1. ENQUADRAMENTO	21
4.4.2. GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	21
4.4.3. RESULTADOS	22
4.4.4. CONCLUSÕES	23
 4.5. CARGA DE ROTURA DE FUNDAÇÃO DIRECTA COM RECURSO A FACTORES CORRECTIVOS	23
4.5.1. ENQUADRAMENTO	23
4.5.2. MODELAÇÃO	23
4.5.2.1. Geometria, malhas e condições de apoio	23
4.5.2.2. Características mecânicas dos materiais	25
4.5.3. EXPRESSÕES DOS FACTORES CORRECTIVOS PARA OS CASOS EM ANÁLISE	25
4.5.3.1. Sapata Circular	25
4.5.3.2. Presença de estrato rígido	26
4.5.3.3. Carga inclinada	26
4.5.3.4. Carga excêntrica	26
4.5.4. RESULTADOS	26
4.5.4.1. Sapata circular	26
4.5.4.2. Estrato rígido	28

4.5.4.3. Carga inclinada.....	30
4.5.4.4. Carga excêntrica	33
4.5.5. CONCLUSÕES.....	35

5. SOLOS NÃO SATURADOS 37

5.1. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS 37

5.1.1. GENERALIDADES.....37

5.1.2. BREVE REFERÊNCIA HISTÓRICA 38

5.1.3. VARIÁVEIS DE ESTADO DE TENSÃO – SOLOS SATURADOS VS. SOLOS NÃO SATURADOS.....38

5.2. SOLOS COLAPSÍVEIS 39

5.2.1. GENERALIDADES.....39

5.2.2. ESTRUTURA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS.....39

5.3. BARCELONA BASIC MODEL 41

5.3.1. GENERALIDADES.....41

5.3.2. INTRODUÇÃO AO *BBM* 41

5.3.2.1. Região elástica e curvas de cedência.....41

5.3.2.2. Relação tensão – volume específico 43

5.3.2.3. Deformações elásticas e plásticas 43

5.3.2.4. Lei de endurecimento.....44

5.3.2.5. Consideração de tensão de desvio não nula.....44

6. ESTUDO NUMÉRICO SOBRE O COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM SOLOS NÃO SATURADOS 45

6.1. MOTIVAÇÃO DESTA ANÁLISE 45

6.2. EFEITO DA OCORRÊNCIA DE PRECIPITAÇÃO NUM SOLO DE FUNDAÇÃO COLAPSÍVEL PARCIALMENTE SATURADO 45

6.2.1. ENQUADRAMENTO 45

6.2.2. CASO MODELADO 45

6.2.3. GEOMETRIA E MALHA.....46

6.2.4. FASES DE MODELAÇÃO 46

6.2.5. CONDIÇÕES FRONTEIRA E INICIAIS.....47

6.2.6. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DOS MATERIAIS.....47

6.2.7. RESULTADOS	48
6.2.7.1. Infiltração da precipitação.....	48
6.2.7.2. Deformação do solo e assentamento da sapata.....	49
6.2.8. CONCLUSÕES	54
6.3. EFEITO DA OCORRÊNCIA DE ROTURA DE UMA CONDUTA NUM SOLO DE FUNDAÇÃO COLAPSÍVEL PARCIALMENTE SATURADO – ANÁLISE DE ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS.....	55
6.3.1. ENQUADRAMENTO.....	55
6.3.2. CASO MODELADO	55
6.3.3. GEOMETRIA E MALHA	55
6.3.4. FASES DE MODELAÇÃO	56
6.3.5. CONDIÇÕES FRONTEIRA E INICIAIS	57
6.3.6. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DOS MATERIAIS	57
6.3.7. RESULTADOS	57
6.3.7.1. Aumento do grau de saturação em redor da conduta.....	57
6.3.7.2. Deformação do solo e assentamento das sapatas	57
6.3.8. ORDENS DE GRANDEZA DE DISTORÇÕES ANGULARES ADMISSÍVEIS.....	62
6.3.9. CONCLUSÕES	63
6.4. ENSAIOS EDOMÉTRICOS COM INUNDAÇÃO	63
6.4.1. ENQUADRAMENTO.....	63
6.4.2. METODOLOGIA	64
6.4.3. GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	64
6.4.4. SOLOS ESTUDADOS	65
6.4.4.1. Silte argiloso de Segarra-Garrigues	65
6.4.4.2. Silte argiloso de Campo Novo dos Parecis	66
6.4.5. RESULTADOS	67
6.4.5.1. Silte argiloso de Segarra-Garrigues	67
6.4.5.2. Silte argiloso de Campo Novo dos Parecis	68
6.4.6. CONCLUSÕES	70
7. CONCLUSÕES.....	71
BIBLIOGRAFIA	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Logótipos do <i>CODE_BRIGHT</i> e do <i>GiD</i>	4
Fig. 2.2 – Logótipo do <i>VIFEM</i>	4
Fig. 3.1 – Esquema e perspectiva tridimensional de uma sapata	5
Fig. 3.2 – Diagrama carga assentamento	6
Fig. 3.3 – Mecanismo de rotura de uma fundação superficial	7
Fig. 3.4 – Sapata rectangular solicitada por carga vertical e momentos (Matos Fernandes 2006)	8
Fig. 3.5 – Estrato rígido a uma profundidade H (Matos Fernandes 2006)	11
Fig. 4.1 – Geometria e condições de fronteira adoptadas – (a) sapata rígida e (b) sapata flexível	14
Fig. 4.2 – Elementos usados - (a) triângulos de 6 nós e (b) quadriláteros de 4 nós	15
Fig. 4.3 – Malhas usadas (exemplo para sapata rígida) – (a) estruturada de elementos quadrangulares lineares, (b) estruturada de elementos triangulares quadráticos, (c) não estruturada de elementos quadrangulares lineares e (d) não estruturada de elementos triangulares quadráticos.	15
Fig. 4.4 – Malha deformada no final do tempo de modelação (escala 1:1).....	16
Fig. 4.5 – Vectores de deslocamento nodal no final do tempo de modelação (escala 1:1) e ampliação da zona da sapata.....	17
Fig. 4.6 – Deformação plástica efectiva ($t = 117$ horas)	17
Fig. 4.7 – Sapata rígida com malha não estruturada de triângulos quadráticos – pequenas deformações.....	18
Fig. 4.8 – Malha deformada ($t = 287$ horas; escala 1:1)	18
Fig. 4.9 – Vectores de deslocamento nodal ($t=287$; escala 1:1) e ampliação da zona da sapata	18
Fig. 4.10 – Sapata flexível com malha não estruturada de triângulos quadráticos – pequenas deformações.....	19
Fig. 4.11 – Sapata rígida com malha não estruturada de triângulos quadráticos – grandes deformações.....	20
Fig. 4.12 – Sapata flexível com malha não estruturada de triângulos quadráticos – grandes deformações.....	20
Fig. 4.13 – Geometria e condições de fronteira.....	22
Fig. 4.14 – Malha usada.....	22
Fig. 4.15 – Malha deformada para $\varepsilon = 10\%$	22
Fig. 4.16 – Vectores de deslocamento nodal para $\varepsilon = 10\%$	22
Fig. 4.17 – Deformação plástica efectiva para $\varepsilon = 10\%$	23
Fig. 4.18 – Geometria e malha adoptadas – sapata circular	24
Fig. 4.19 – Geometria e malhas adoptadas – presença de estrato rígido (exemplo para $B/H = 1$)	24

Fig. 4.20 – Geometria e malha adoptadas – carga inclinada e carga excêntrica (exemplo para sapata rígida rugosa).....	25
Fig. 4.21 – Evolução da relação entre os parâmetros adimensionais d_y/B e q/c_u – sapata circular, com $c_u = 30$ kPa.....	28
Fig. 4.22 – Evolução da relação entre os parâmetros adimensionais d_y/B e q/c_u – estrato rígido, com $c_u = 30$ kPa e $B/H = 4$	30
Fig. 4.23 – Evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada para inclinação desta de 10°	31
Fig. 4.24 – Evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada para inclinação desta de 15°	31
Fig. 4.25 – Evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada para inclinação desta de 20°	31
Fig. 4.26 – Evolução da relação entre os parâmetros adimensionais d_y/B e q/c_u – carga inclinada, com $c_u = 30$ kPa e $\alpha = 15^\circ$	33
Fig. 4.27 – Evolução da relação entre os parâmetros d_y/B e Q – carga excêntrica, com $c_u = 30$ kPa e $e_x = 25$ cm.....	35
Fig. 5.1 – Ligações de silte (Dudley, 1970 citado por Futai, 1997).....	40
Fig. 5.2 – Ligações de argila resultantes da meteorização (Dudley, 1970 citado por Futai, 1997).....	40
Fig. 5.3 – Ligações de argila resultantes da lixiviação (Dudley, 1970 citado por Futai, 1997).....	40
Fig. 5.4 – Pontes de argila (Clemence e Finbarr, 1981 citado por Futai, 1997).....	41
Fig. 5.5 – Curvas de cedência no plano p - s (Alonso et al., 1990).....	41
Fig. 5.6 – Curvas de cedência no plano p - q (Alonso et al., 1990).....	42
Fig. 5.7 – Superfície de cedência no espaço p - q - s (Alonso et al., 1990).....	42
Fig. 5.8 – Relação carga – volume específico (Alonso et al., 1990).....	43
Fig. 6.1 – Caso estudado.....	46
Fig. 6.2 – Malha e tipo de elemento utilizado.....	46
Fig. 6.3 – Evolução do grau de saturação.....	49
Fig. 6.4 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.1 MPa.....	49
Fig. 6.5 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.2 MPa.....	50
Fig. 6.6 – Evolução temporal do assentamento para $q = 0.1$ MPa (sapata flexível).....	50
Fig. 6.7 – Evolução temporal do assentamento para $q = 0.2$ MPa (sapata flexível).....	51
Fig. 6.8 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.1 MPa.....	52
Fig. 6.9 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.2 MPa.....	52

Fig. 6.10 – Evolução temporal do assentamento para $q = 0.1$ MPa (sapata rígida)	53
Fig. 6.11 – Evolução temporal do assentamento para $q = 0.2$ MPa (sapata rígida)	53
Fig. 6.12 – Evolução temporal da porosidade (exemplo para sapata flexível e carga 0.2 MPa)	54
Fig. 6.13 – Caso estudado	55
Fig. 6.14 – Geometria modelada.....	56
Fig. 6.15 – Malha e tipo de elemento utilizado.....	56
Fig. 6.16 – Evolução do grau de saturação	57
Fig. 6.17 – Deformação do solo devida à carga (dia 50) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 150). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.1 MPa.....	58
Fig. 6.18 – Evolução temporal dos assentamentos sob as sapatas. Carga de 0.1 MPa	58
Fig. 6.19 – Deformação do solo devida à carga (dia 50) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 150). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.15 MPa.....	59
Fig. 6.20 – Evolução temporal dos assentamentos sob as sapatas. Carga de 0.15 MPa	60
Fig. 6.21 – Deformação do solo devida à carga (dia 50) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 150). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.2 MPa.....	61
Fig. 6.22 – Evolução temporal dos assentamentos sob as sapatas. Carga de 0.2 MPa	61
Fig. 6.23 – Geometria, malha e tipo de elemento utilizado.....	64
Fig. 6.24 – Confronto entre a curva obtida em laboratório e os resultados numéricos (parâmetros de Arnedo).....	67
Fig. 6.25 – Confronto entre a curva obtida em laboratório e os resultados numéricos (após ajuste dos parâmetros)	67
Fig. 6.26 – Curva LC e trajectória de tensões no plano p' - s seguida no ensaio	68
Fig. 6.27 – Confronto entre a curva obtida em laboratório e os resultados numéricos (solo de Campo Novo dos Parecis)	69
Fig. 6.28 – Curva LC e trajectória de tensões no plano p' - s seguida no ensaio	69

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Expressões dos parâmetros N_c , N_q e N_γ	7
Quadro 3.2 – Factores correctivos para desenvolvimento finito.....	9
Quadro 3.3 – Factores correctivos para carga inclinada	9
Quadro 3.4 – Factores correctivos para base inclinada	10
Quadro 3.5 – Factores correctivos para terreno inclinado.....	10
Quadro 3.6 – Valores de f_c	11
Quadro 3.7 – Valores de f_q	11
Quadro 3.8 – Valores de f_γ	12
Quadro 3.9 – Factores correctivos de profundidade.....	12
Quadro 4.1 – Parâmetros mecânicos do betão	16
Quadro 4.2 – Parâmetros mecânicos do solo.....	16
Quadro 4.3 – Parâmetros mecânicos dos materiais modelados	25
Quadro 4.4 – Valores de f_c para ϕ nulo	26
Quadro 4.5 – Comparação entre os resultados das simulações numéricas e os valores teóricos para sapata circular	27
Quadro 4.6 – Comparação entre as simulações numéricas e os valores teóricos para presença de estrato rígido.....	29
Quadro 4.7 – Valores do factor de carga para FS=1	32
Quadro 4.8 – Comparação entre as simulações numéricas e os valores teóricos para carga inclinada	32
Quadro 4.9 – Comparação entre os resultados das simulações numéricas e os valores teóricos para carga excêntrica	34
Quadro 6.1 – Parâmetros mecânicos do betão	48
Quadro 6.2 – Valores dos parâmetros do solo	48
Quadro 6.3 – Assentamentos absolutos – carga de 0.1 MPa	58
Quadro 6.4 – Assentamentos diferenciais – carga de 0.1 MPa.....	59
Quadro 6.5 – Assentamentos diferenciais máximos e coeficiente de distorção angular – carga de 0.1 MPa	59
Quadro 6.6 – Assentamentos absolutos – carga de 0.15 MPa	60
Quadro 6.7 – Assentamentos diferenciais – carga de 0.15 MPa.....	60
Quadro 6.8 – Assentamentos diferenciais máximos e coeficiente de distorção angular – carga de 0.15 MPa	60
Quadro 6.9 – Assentamentos absolutos – carga de 0.2 MPa	62

Quadro 6.10 – Assentamentos diferenciais – carga de 0.2 MPa	62
Quadro 6.11 – Assentamentos diferenciais máximos e coeficiente de distorção angular – carga de 0.2 MPa.....	62
Quadro 6.12 – Danos associados à distorção angular	62
Quadro 6.13 – Valores dos parâmetros do solo de fundação do canal Segarra-Garrigues adoptados por Arnedo	65
Quadro 6.14 – Valores dos parâmetros do solo de fundação do canal Segarra-Garrigues após ajuste	66
Quadro 6.15 – Valores dos parâmetros do solo de Campo Novo dos Parecis.....	66

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ALFABETO LATINO

A – Área [m^2]

A_{ef} – Área efectiva [m^2]

a – parâmetro nas funções de F e G do BBM

B – largura [m]

B' – largura efectiva [m]

b – parâmetro de não associatividade do BBM

b_c , b_q , b_γ – factores correctivos da capacidade de carga para base inclinada

c – coesão [kPa]

c_u – resistência não drenada [kPa]

D – diâmetro [m^2]

– espessura da camada de solo acima da base da sapata [m]

d_c , d_q , d_γ – factores correctivos da capacidade de carga para consideração da resistência ao corte do solo acima da base da sapata

d_y – assentamento sob o ponto médio da sapata [m]

E – módulo de Young [GPa]

e – índice de vazios

e_x – excentricidade segundo o eixo dos xx [m]

e_y – excentricidade segundo o eixo dos yy [m]

F_0 – constante do BBM de valor 1 MPa

f_c , f_q , f_γ – factores correctivos da capacidade de carga para presença de estrato rígido

G – módulo de distorção [GPa]

g_c , g_q , g_γ – factores correctivos da capacidade de carga para terreno inclinado

H – carga tangente à base da sapata [kN]

– profundidade do estrato rígido em relação à base da sapata [m]

i_c , i_q , i_γ – factores correctivos da capacidade de carga para carga inclinada

$(J_1^{0*})_F$ – valor inicial de F no BBM (valor positivo)

$(J_1^{0*})_Q$ – valor inicial de G no BBM (valor positivo)

$K_{\min}$ – parâmetro no BBM para evitar indeterminação em equação logarítmica

k – parâmetro que representa o aumento da coesão com a sucção

– inclinação do ramo elástico em diagrama relativo a p
– permeabilidade

k_s – inclinação do ramo elástico em diagrama relativo a s

L – comprimento [m]

L' – comprimento efectivo [m]
 l – distância entre pontos médios de pilares [m]
 M – inclinação da linha de estados críticos
 M_x – momento em torno do eixo dos xx [kN.m]
 M_y – momento em torno do eixo dos yy [kN.m]
 m, m_B, m_L, m_θ – expoentes que intervêm no factor correctivo para carga inclinada
 N – expoente no BBM (valor inteiro)
 N_c, N_q, N_γ – factores de capacidade de carga
 n – expoente nas funções de F e G do BBM (valor inteiro)
 P_0 – parâmetro no modelo de van Genuchten [MPa]
 p – tensão média [kPa]
 p_{at} – pressão atmosférica [kPa]
 p^c – parâmetro na curva LC
 p_0^* – tensão de pré-consolidação em condições saturadas [kPa]
 p' – tensão efectiva média [kPa]
 Q – carga definida em termos de força [kN]
 Q_{ult} – carga de rotura definida em termos de força [kN]
 q – carga definida em termos de tensão [kPa]
– tensão de desvio [kPa]
 q_{ult} – carga de rotura definida em termos de tensão [kPa]
 r – raio [m]
– constante relacionada com a rigidez máxima do solo para sucção infinita
 S_{rl} – saturação residual
 S_{ls} – saturação máxima
 s – sucção [kPa]
 S_c, S_q, S_γ – factores correctivos da capacidade de carga para desenvolvimento finito
 s_{dif} – assentamento diferencial [m]
 $s_{máx}$ – assentamento máximo [m]
 $s_{mín}$ – assentamento mínimo [m]
 s_0 – sucção máxima a que determinado solo foi submetido [kPa]
 u_a – pressão de ar nos poros [kPa]
 u_w – pressão de água nos poros [kPa]
 V – carga normal à base da sapata [kN]

BBM – Barcelona Basic Model

CIMNE – Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria

CSL – “Critical State Line”, linha de estados críticos

DIT – Departamento de Ingeniería del Terreno

EC7 – Eurocódigo 7

EDP – Deformação plástica efectiva

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FS – Factor de Segurança

LC – “Loading Collapse”

SI – “Suction Increase”

UPC – Universidade Politècnica da Catalunya

ALFABETO GREGO

α – inclinação da base da sapata relativamente à horizontal [°]
– coeficiente de distorção angular

β – inclinação da superfície do solo relativamente à horizontal [°]
– parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez com a sucção

Γ – viscosidade [l/s]

γ – peso volúmico [kN/m³]
– parâmetro nas funções de F e G do BBM

ε – extensão

ε_{vp}^e – deformação elástica por carregamento em p

ε_{vs}^e – deformação elástica por aumento de sucção

ε_{vp}^p – deformação plástica por carregamento em p

ε_{vs}^p – deformação plástica por aumento de sucção

θ – ângulo entre a componente de carga tangencial à sapata (H) e o comprimento efectivo da mesma (L') [°]

λ – factor de carga
– função de forma da curva de retenção
– parâmetro no modelo de van Genuchten

$\lambda_{(s)}$ – inclinação do ramo virgem em função da sucção

μ_{SAT} – valor de M em condições saturadas

ν – coeficiente de Poisson
– volume específico

σ – tensão normal total [kPa]

σ_m – tensão total média [kPa]

σ_v – tensão vertical [kPa]

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – tensões normais nas direcções dos eixos dos xx, yy e zz [kPa]

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – tensões totais principais máxima, intermédia e mínima [kPa]

σ' – tensão efectiva [kPa]

σ_0 – tensão superficial [N/m]

τ_{ab} – componente segundo o eixo b da tensão tangencial numa faceta normal ao eixo a [kPa]

ϕ – ângulo de atrito [°]

ϕ_0 – porosidade inicial

Ψ – ângulo da cunha de rotura de fundação superficial [°]

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A utilização de métodos computacionais de análise numérica tem vindo a incrementar-se na investigação e a tornar-se uma prática generalizada em projecto. Existindo outros, como o método das diferenças finitas ou dos elementos fronteira, o método dos elementos finitos (surgido na década de 1940) é possivelmente aquele a que mais se recorre.

A constatação das potencialidades destes métodos levou à criação de aplicações informáticas cada vez mais amigáveis do ponto de vista do utilizador, simplificando e generalizando a sua utilização. Desta forma passou-se de uma situação em que quem se servia dos programas informáticos eram os seus próprios criadores (possuidores portanto não só de excelentes bases teóricas como de um perfeito conhecimento do funcionamento do programa) para outra em que não é estritamente necessário compreender o método utilizado e os processos de cálculo envolvidos. Neste último cenário, é fácil tomarem-se como certezas os resultados fornecidos pelo programa, que estando obviamente dependentes da correcta introdução de dados podem não corresponder à realidade da situação que se pretende analisar.

Sendo ferramentas extremamente úteis e cada vez mais potentes, o uso de aplicações informáticas de análise numérica em engenharia deve ser acompanhado de uma considerável dose de experiência, conhecimento e bom senso.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho visa satisfazer dois objectivos principais. O primeiro prende-se com a análise da expressão base da capacidade de carga de fundações superficiais e de alguns factores correctivos, tal como apresentados no Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico e em bibliografia da especialidade, mediante a comparação com os resultados obtidos por via numérica recorrendo ao método dos elementos finitos. O segundo está relacionado com o estudo numérico do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados colapsíveis, sendo que se sentiu a necessidade de fazer um enquadramento da temática deste tipo de solos num capítulo próprio.

Sendo certo que os dois objectivos apresentam pontos comuns, como seja o estudo por via numérica de fundações superficiais, existem também aspectos em que eles divergem. Enquanto que numa primeira instância se aborda o estado limite último deste órgão estrutural, tendo sempre como referência estudos anteriores de indiscutível valor e mesmo regulamentação internacional,

posteriormente analisa-se o seu comportamento em serviço, propondo situações muito concretas como é o caso de solos de fundação colapsíveis.

Consegue-se desta forma uma certa complementaridade entre os dois objectivos, analisando o serviço e a rotura, revendo problemas antigos e explorando situações que se enquadram numa temática mais recente, tendo sempre em vista uma maior abrangência no estudo das fundações superficiais.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho está organizado da seguinte forma:

- **Capítulo 1 – Introdução**, reservado a um enquadramento dos temas tratados e à descrição dos objectivos e organização da dissertação;
- **Capítulo 2 – Programas Utilizados**, onde são apresentados os programas informáticos aplicados nas simulações numéricas;
- **Capítulo 3 – Capacidade de Carga de Fundações Superficiais**, no qual se apresentam a expressão base para a capacidade de carga e alguns factores correctivos para ter em conta casos de interesse prático;
- **Capítulo 4 – Estudo Numérico Sobre a Capacidade de Carga de Fundações Superficiais**, onde são apresentadas as simulações numéricas relativas a este tema levadas a cabo no âmbito do presente trabalho;
- **Capítulo 5 – Solos Não Saturados**, no qual se faz uma breve introdução ao tema dos solos não saturados e, mais concretamente, dos solos colapsíveis, bem como ao modelo numérico *Barcelona Basic Model*;
- **Capítulo 6 – Estudo Numérico Sobre o Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Não Saturados**, onde se apresentam as simulações numéricas relativas a casos de solos não saturados colapsíveis;
- **Capítulo 7 – Conclusões**, reservado à exposição das mais significativas conclusões resultantes do trabalho efectuado.

2

PROGRAMAS UTILIZADOS

2.1. ENQUADRAMENTO

Ao longo da realização deste trabalho foram utilizados dois conjuntos distintos associando um programa de elementos finitos e uma ferramenta de pré e pós processamento. Esta separação prende-se em primeira instância com o facto de sensivelmente metade do trabalho ter sido levada a cabo em Barcelona, na Universidade Politécnica da Catalunha (*UPC*), ao abrigo do *Programa Erasmus* e a parte restante na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (*FEUP*), no Porto. A reconhecida competência da *UPC* em temas relacionados com solos não saturados influenciou o rumo que este trabalho levou e procurou-se fazer uso dos modelos e ferramentas informáticas de ponta ali desenvolvidos.

2.2. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “*CODE_BRIGHT*” E FERRAMENTA DE PRÉ E PÓS PROCESSAMENTO “*GiD*”

O *CODE_BRIGHT* (Olivella et al. 1996) é um programa que resolve problemas termo-hidro-mecânicos bi e tridimensionais em materiais geológicos de uma forma acoplada, através do método dos elementos finitos. Foi inicialmente concebido para ser aplicado a meios salinos. Permite ao utilizador optar por uma quantidade de diferentes modelos, entre os quais constam o critério de Mohr-Coulomb e o modelo para solos não saturados denominado *Barcelona Basic Model (BBM)*. O acoplamento implica um grande número de leis constitutivas e parâmetros, o que resulta nalguma complexidade. O *CODE_BRIGHT* é de acesso livre e está disponível *on-line*. Para melhorar a amigabilidade do software estudou-se a ligação a uma ferramenta comercial de pré e pós processamento, o *GiD*, facilitando a escolha dos modelos a usar, de materiais a considerar e seus parâmetros, a construção da geometria, a geração de malhas, a imposição de condições de contorno e obviamente o tratamento gráfico dos resultados obtidos através das análises numéricas. Os primeiros esforços no sentido de conjugar estas duas ferramentas foram feitos por Vaunat e Olivella (2002). O *GiD*, tendo sido criado numa perspectiva comercial, foi desenhado para ser um interface gráfico de fácil utilização, universal e adaptável, permitindo utilizar diferentes códigos de simulação numérica, tanto aplicando o método dos elementos finitos, como volumes finitos, elementos fronteira ou diferenças finitas.

Ambas as aplicações informáticas foram desenvolvidas na *UPC*, resultando o *CODE_BRIGHT* da actividade de investigação levada a cabo no *DIT – Departamento de Ingeniería del Terreno* e o *GiD* do trabalho realizado pela unidade *CIMNE – Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria*.

A extensão dos estudos levados a cabo por Couto Marques e Teixeira (2002) relativamente à carga de rotura de uma fundação directa de desenvolvimento infinito sobre solo sem peso puramente coesivo e as análises numéricas em solos não saturados constantes deste trabalho foram feitas recorrendo ao *CODE_BRIGHT* e ao *GiD*.



Fig. 2.1 – Logótipos do *CODE_BRIGHT* e do *GiD*

2.3. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “*HYPLAS*” E FERRAMENTA DE PRÉ E PÓS PROCESSAMENTO “*VIFEM*”

O *HYPLAS* (Neto et al. 1996) é um programa de elementos finitos para análises em pequenas e grandes deformações em materiais elasto-plásticos e hiper-elásticos (materiais em que a taxa de variação da energia de deformação é igual à taxa de variação do trabalho realizado pelas tensões). Destina-se à resolução de problemas planos de mecânica de sólidos com não linearidade geométrica e material. Foi desenvolvido no *Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Swansea*, no País de Gales, e tem vindo a sofrer alterações e melhorias ao longo dos anos.

O *VIFEM* (Teixeira 2001) é uma ferramenta de pré e pós processamento desenvolvida no âmbito de uma tese de mestrado em estruturas de engenharia civil na *FEUP*, programada em *Visual Basic*. Permite a geração automática de grande parte dos dados necessários à análise bem como o tratamento gráfico dos resultados obtidos. Este software pode ser utilizado em conjugação não só com o *HYPLAS* mas também com uma série de outros códigos de elementos finitos. É um programa em evolução, com revisões anuais.

As análises numéricas relativas aos factores correctivos da capacidade de carga de fundações superficiais, com excepção da reprodução dos estudos já citados levados a cabo por Couto Marques e Teixeira, realizaram-se com base no *HYPLAS* e no *VIFEM*.

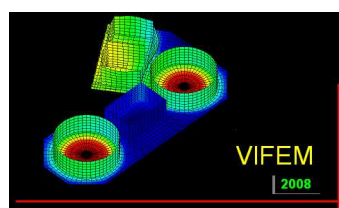


Fig. 2.2 – Logótipo do *VIFEM*

3

CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

3.1. INTRODUÇÃO

A capacidade de carga de fundações superficiais tem vindo a ser estudada desde a génese da Mecânica dos Solos. Os estudos de Terzaghi e de Meyerhof representaram avanços significativos na compreensão teórica desta questão. Matos Fernandes (2006) faz uma boa síntese de todo este tema, apresentando a expressão teórica geral da capacidade de carga e as suas extensões para diversos casos de aplicabilidade prática.

Por fundação superficial entende-se aquela que transfere a carga de um edifício (ou outra obra) para o maciço de fundação a uma profundidade muito pequena, por oposição a uma fundação por estacas, que o faz a grande profundidade. As fundações superficiais, também correntemente denominadas fundações directas, podem ser sapatas ou ensoleiramentos. A figura 3.1 apresenta um esquema genérico e uma perspectiva tridimensional de uma fundação superficial do primeiro tipo.

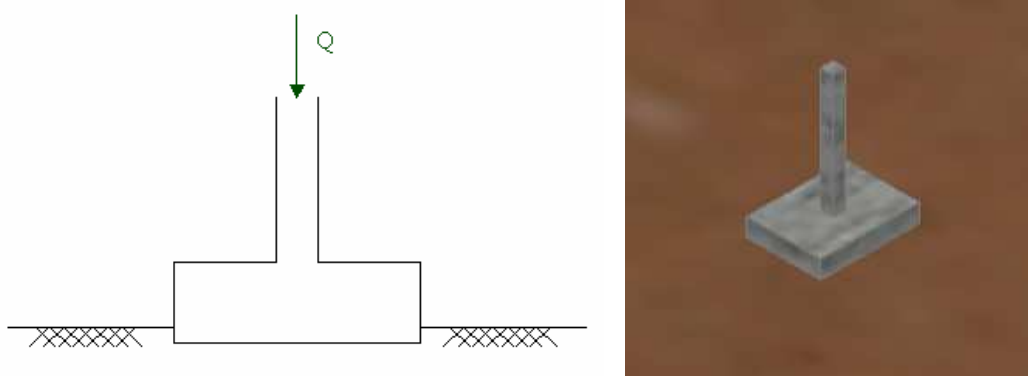


Fig. 3.1 – Esquema e perspectiva tridimensional de uma sapata

O diagrama carga vertical – assentamento respeitante a uma sapata apresenta duas partes distintas, como evidenciado na figura 3.2. A parte inicial, de declive que pode ser simplificada como constante, corresponde a uma deformação em regime elástico. A partir de determinado valor de carga as deformações ocorridas deixam de ser totalmente reversíveis e está-se perante o início das deformações plásticas. A carga de rotura teórica, Q_{ult} , corresponde à intersecção das tangentes aos ramos elástico e plástico. A capacidade de carga da fundação, expressa na forma de uma tensão, q_{ult} , vem dada por:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B' \cdot L'} \quad (3.1)$$

em que B' e L' correspondem às dimensões efectivas respectivamente da largura e do comprimento da sapata. O conceito de dimensão efectiva é explicado mais adiante neste capítulo.

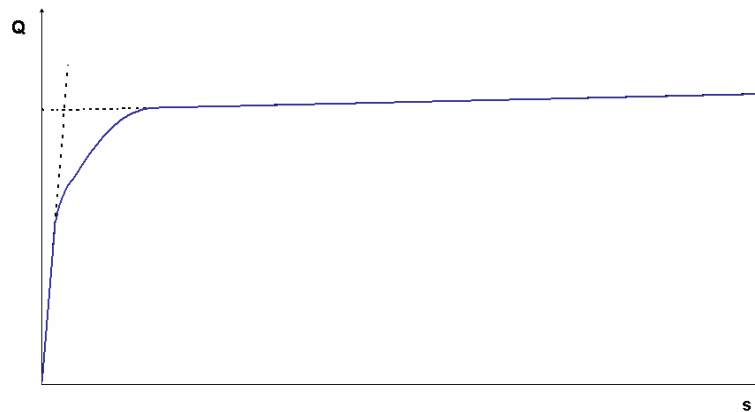


Fig. 3.2 – Diagrama carga assentamento

3.2. EXPRESSÃO BASE DA CAPACIDADE DE CARGA

As expressões existentes permitem determinar a capacidade de carga de uma sapata de uma forma não matematicamente exacta, mas sim aproximada. Há várias propostas formalmente idênticas mas em que varia a grandeza dos parâmetros nelas intervenientes, sendo que a adequabilidade da aproximação obtida com as expressões mais divulgadas foi corroborada por ensaios laboratoriais.

Na sua formulação parte-se dos seguintes pressupostos:

- O solo comporta-se como um material rígido-plástico;
- O solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- A sapata tem desenvolvimento infinito;
- A resistência ao corte do solo acima da base da sapata é nula;
- O atrito e a adesão entre a sapata e o solo acima da sua base são nulos, bem como entre esta porção de solo e o maciço de fundação propriamente dito.

De acordo com os estudos realizados o mecanismo de rotura, ilustrado na figura 3.3, envolve três tipos de zonas plastificadas de distinto comportamento:

- Zona activa (I), uma cunha triangular de ângulo ψ , solidária com a sapata;
- Zona em corte radial (II), curva, empurrada lateralmente pela zona I;
- Zona passiva (III), triangular, empurrada para cima pelas duas massas de solo anteriores.

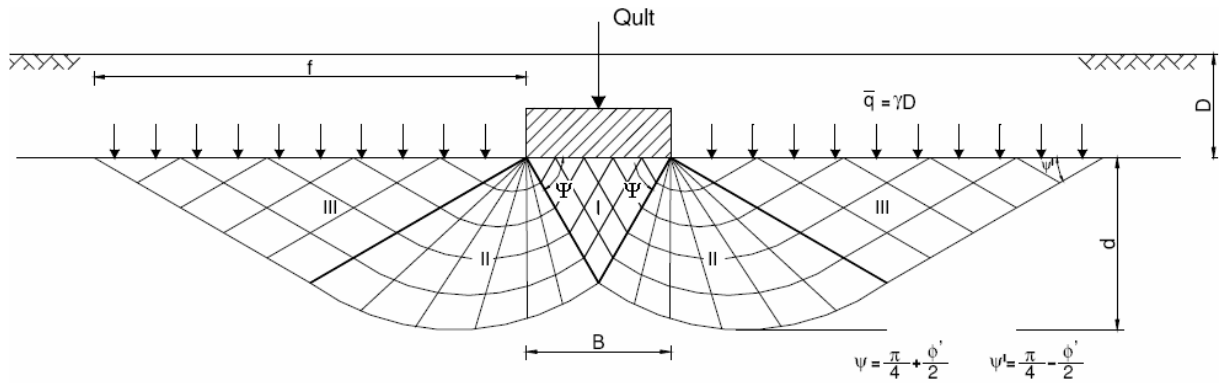


Fig. 3.3 – Mecanismo de rotura de uma fundação superficial

A expressão base para o cálculo da capacidade de carga é a seguinte:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B'} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma \quad (3.2)$$

Os parâmetros N_c , N_q e N_γ são denominados factores de capacidade de carga e dependem exclusivamente do ângulo de atrito do solo (ϕ). As respectivas expressões são apresentadas no quadro 3.1, sendo que para ângulo de atrito $\phi = 0$ temos $N_c = 2 + \pi$, $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$.

Quadro 3.1 – Expressões dos parâmetros N_c , N_q e N_γ

N_c	$(N_q - 1)\cot\phi$
N_q	$e^{\pi \cdot \tan\phi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$
N_γ	$2(N_q - 1)\tan\phi$

3.3. EXTENSÃO DA EXPRESSÃO BASE A CASOS DE INTERESSE PRÁTICO

3.3.1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos e como resultado de numerosas investigações foram propostos factores correctivos que tornam a expressão inicial mais útil ao permitir ter em conta situações práticas como sejam sapatas de desenvolvimento finito, carga inclinada, base inclinada, carga excêntrica, inclinação da superfície do terreno, existência de um estrato rígido a determinada profundidade ou a consideração da resistência ao corte do solo acima da base de fundação. Os valores propostos para alguns dos factores correctivos variam consoante o autor. A simbologia usada indica o efeito que o factor pretende traduzir, através de uma letra minúscula, e a parcela da expressão geral a que se aplica, em índice.

Grande parte dos coeficientes correctivos é de natureza semi-empírica, resultando de conclusões retiradas de ensaios em modelos físicos em escala reduzida e de análises simplificadas, donde resulta o interesse em avaliar a respectiva adequabilidade. Esta avaliação é feita no capítulo 4, para algumas situações específicas.

3.3.2. SAPATAS COM CARGA EXCÊNTRICA

Opta-se por analisar em primeiro lugar o caso de sapatas com carga excêntrica, uma vez que permite introduzir desde logo o conceito de dimensões efectivas.

Quando para além de uma carga normal V se verifica a existência de momento segundo uma ou ambas as direcções x e y , que definem o plano que contém a base da sapata, o sistema de forças generalizadas (V, M_x, M_y) que actua no baricentro da fundação é estaticamente equivalente à força normal V aplicada no ponto P (ver figura 3.4), de coordenadas e_x e e_y , tais que:

$$e_x = M_y / V \quad (3.3)$$

$$e_y = M_x / V \quad (3.4)$$

A capacidade de carga da sapata deve ser calculada considerando uma área efectiva A_{ef} centrada no ponto P , como representado na figura 3.4. Esta área tem dimensões B' e L' , denominadas respectivamente largura e comprimento efectivos e obtidas através das seguintes expressões:

$$B' = B - 2e_x \quad (3.5)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (3.6)$$

Sendo q_{ult} a capacidade de carga calculada desta forma, temos que:

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot A_{ef} = q_{ult} \cdot B' \cdot L' \quad (3.7)$$

Quando a existência de momentos for concomitante com outras situações passíveis de aplicação de factores correctivos, os parâmetros B e L devem ser sempre entendidos como dimensões efectivas B' e L' .

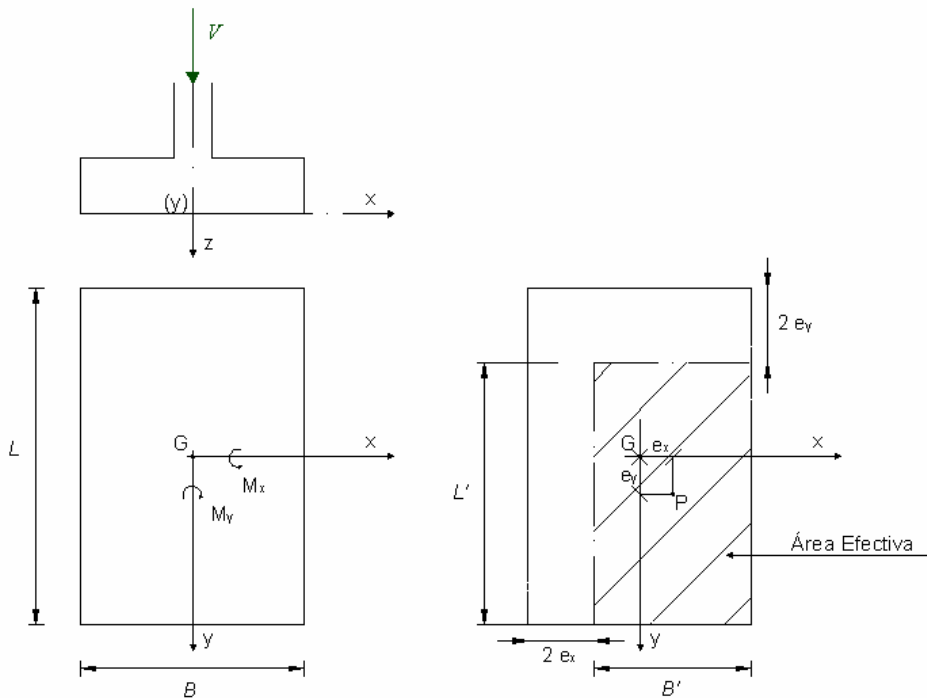


Fig. 3.4 – Sapata rectangular solicitada por carga vertical e momentos (Matos Fernandes 2006)

3.3.3. SAPATAS COM DESENVOLVIMENTO FINITO

Quando o desenvolvimento da fundação é da mesma ordem de grandeza da respectiva largura, a expressão da capacidade de carga passa a incluir os factores correctivos correspondentes à consideração da geometria em causa e assume a seguinte forma:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B'} = cN_c s_c + qN_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma \quad (3.8)$$

A letra minúscula adoptada para os factores correctivos corresponde à letra inicial da palavra de língua inglesa que se refere ao efeito que os factores pretendem traduzir (“*shape*”= forma). As expressões indicadas pelo Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico (2007), de ora em diante referido como EC7 são as que constam do quadro 3.2. Note-se que no caso particular de sapatas circulares com carga centrada, B' e L' devem ser tomados iguais ao diâmetro.

Quadro 3.2 – Factores correctivos para desenvolvimento finito

	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas
s_c	$1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$	$\frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	$1 + \frac{B'}{L'} \text{sen} \phi'$
s_γ	-	$1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$

3.3.4. SAPATAS COM CARGA INCLINADA

Caso a solicitação transmitida ao terreno seja inclinada, tendo portanto uma componente normal à base (V) e outra tangencial à mesma (H), a expressão da capacidade de carga passa a ser:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B'} = cN_c i_c + qN_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma i_\gamma \quad (3.9)$$

sendo i_c , i_q e i_γ os factores correctivos para ter em conta a inclinação da carga (em língua inglesa “*load inclination*”).

As expressões apresentadas pelo EC7 para estes factores são as apresentadas no quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Factores correctivos para carga inclinada

	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas
i_c	$0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B' \cdot L' \cdot c_u}} \right)$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \text{tg} \phi'}$
i_q	1	$\left(1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cotg \phi'} \right)^m$
i_γ	-	$\left(1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cotg \phi'} \right)^{m+1}$

B' e L' representam respectivamente a menor e maior dimensão efectiva em planta da sapata, sendo o expoente m dado por:

$$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'} \quad (3.10)$$

$$m = m_L = \frac{2 + L' / B'}{1 + L' / B'} \quad (3.11)$$

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (3.12)$$

conforme H seja, respectivamente, paralelo a B' , ou a L' ou faça com a direcção de L' um ângulo θ .

3.3.5. SAPATAS COM BASE INCLINADA

Caso a base da sapata tenha uma inclinação α não nula relativamente à horizontal, a expressão da capacidade de carga toma a forma:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B'} = cN_c b_c + qN_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma b_\gamma \quad (3.13)$$

em que b_c , b_q e b_γ são os factores correctivos para ter em consideração a inclinação da base da sapata (em língua inglesa “*base tilt*”). As expressões a adoptar segundo o EC7 constam do quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Factores correctivos para base inclinada

	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas
b_c	$1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$	$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
b_q	1	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$
b_γ	-	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$

Note-se que α deve ser expresso em radianos.

3.3.6. SAPATAS EM TERRENO COM SUPERFÍCIE INCLINADA

Caso a superfície do solo exiba inclinação β não nula relativamente à horizontal, devem ser introduzidos na equação da capacidade de carga os factores correctivos g_c , g_q e g_γ , donde resulta:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B'} = cN_c g_c + qN_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma g_\gamma \quad (3.14)$$

As expressões dos factores correctivos para ter em conta a inclinação da superfície do solo (em língua inglesa “*ground inclination*”) são apresentadas no quadro 3.5 (Vesić 1975). O EC7 não contém qualquer indicação relativamente aos valores a adoptar, embora refira que este efeito deve ser tomado em consideração.

Quadro 3.5 – Factores correctivos para terreno inclinado

	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas
g_c	$1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$	$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$
g_q	-	$(1 - \tan \beta)^2$
g_γ	-	$(1 - \tan \beta)^2$

Note-se que β deve ser expresso em radianos.

3.3.7. SAPATAS COM “FIRME” A PEQUENA PROFUNDIDADE

O caso da existência de uma formação de grande resistência subjacente à fundação, a pequena profundidade, foi abordado numericamente por Mandel e Salençon (1969) com base na teoria da plasticidade. Estes autores obtiveram os factores correctivos (f_c , f_q e f_γ) das três parcelas da capacidade de carga para ter em conta o efeito da fronteira rígida, em função da relação entre a profundidade desta abaixo da base da sapata, H , e a largura da sapata, B , para distintos valores de ângulo de atrito ϕ . Na figura 3.5 representa-se de forma esquemática o caso enunciado. Uma vez que a carga aplicada é centrada, não existindo qualquer excentricidade, a largura da sapata (B) corresponde à largura efectiva (B').

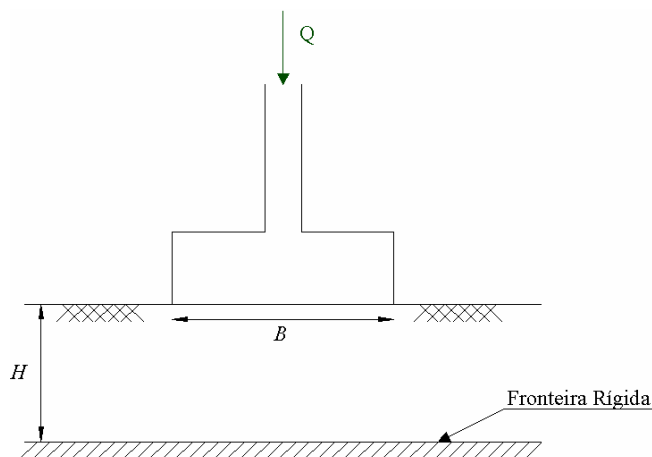


Fig. 3.5 – Estrato rígido a uma profundidade H (Matos Fernandes 2006)

Os resultados destes estudos são apresentados nos quadros 3.6, 3.7 e 3.8.

Quadro 3.6 – Valores de f_c

ϕ	BIH								
	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	1.00	1 (B/H≤1.41)	1.02	1.11	1.21	1.30	1.40	1.59	1.78
20°	1 (B/H≤0.86)	1.01	1.39	2.12	3.29	5.17	8.29	22.00	61.50
30°	1 (B/H≤0.63)	1.13	2.50	6.36	17.40	50.20	(*)	(*)	(*)
36°	1 (B/H≤0.50)	1.37	5.25	23.40	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
40°	1 (B/H≤0.42)	1.73	11.10	82.20	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Quadro 3.7 – Valores de f_q

ϕ	BIH								
	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20°	1 (B/H≤0.86)	1.01	1.33	1.95	2.93	4.52	7.14	18.70	51.90
30°	1 (B/H≤0.63)	1.12	2.42	6.07	16.50	47.50	(*)	(*)	(*)
36°	1 (B/H≤0.50)	1.36	5.14	22.80	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
40°	1 (B/H≤0.42)	1.72	10.90	80.90	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Quadro 3.8 – Valores de f_γ

BIH									
ϕ	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20°	1.00	1.00	1 (B/H≤2.14)	1.07	1.28	1.63	2.20	4.41	9.82
30°	1.00	1 (B/H≤1.30)	1.20	2.07	4.23	9.90	24.80	(*)	(*)
36°	1 (B/H≤0.98)	1.00	1.87	5.60	21.00	90.00	(*)	(*)	(*)
40°	1 (B/H≤0.81)	1.05	3.27	16.60	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

(*) – Valores superiores a 100

3.3.8. CONSIDERAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO ACIMA DA BASE DA FUNDAÇÃO

A consideração da camada de espessura D acima da base da sapata apenas como uma sobrecarga é normalmente justificada pela menor resistência desta camada em relação à do maciço de fundação propriamente dito. No entanto, nalguns casos a sua contribuição para a capacidade de carga não é desprezável. Com o objectivo de ter em conta a resistência ao corte da camada referida, autores como Meyerhof, Hansen e Vesic (Bowles, 1996) propuseram a introdução de coeficientes correctivos de profundidade (em língua inglesa “depth”) d_c , d_q e d_γ , referidos no quadro 3.9, assumindo a expressão da capacidade de carga a seguinte forma:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B'} = cN_c d_c + qN_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma d_\gamma \quad (3.15)$$

Quadro 3.9 – Factores correctivos de profundidade

	Meyerhof		Hansen e Vesic	
	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas
d_c	$1 + 0.2 \frac{D}{B'}$	$1 + 0.2(K_p)^{1/2} \frac{D}{B'}$	$1 + 0.4k$	$1 + 0.4k$
d_q	1	$1 + 0.1(K_p)^{1/2} \frac{D}{B'}$ Se $\phi > 10^\circ$	1	$1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$
d_γ	1	$1 + 0.1(K_p)^{1/2} \frac{D}{B'}$ Se $\phi > 10^\circ$	1	1
	$K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$		$k = D/B'$, se $D/B' \leq 1$ $k = \tan^{-1}(D/B')$ (rad), se $D/B' > 1$	

O EC7 não refere este factor correctivo.

Sempre que várias das situações atrás descritas ocorram simultaneamente a expressão de capacidade de carga deve incorporar todos os respectivos factores correctivos.

4

ESTUDO NUMÉRICO SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

4.1. MOTIVAÇÃO DESTA ANÁLISE

Os documentos normativos da construção europeus – Eurocódigos – pretendem harmonizar a legislação dos vários estados membros, facilitando a operação das empresas da área da construção civil dentro do mercado único europeu, ao criar uma base de projecto comum. O Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico regulamenta os critérios de projecto a seguir em obras (ou alguns aspectos deles) nas quais a geotecnia assume um papel preponderante. O projecto de fundações enquadra-se neste documento, sendo a capacidade de carga do solo de fundação um ponto fundamental.

O EC7 indica a equação (3.2) como expressão base para determinar a capacidade de carga., apresentando ainda um conjunto de factores correctivos (já descritos no capítulo 3) para acomodar a ocorrência de algumas situações de carácter prático.

O presente estudo numérico pretende analisar a validade das propostas indicadas no EC7, concretamente no que diz respeito aos casos da sapata corrida, da sapata circular, da carga inclinada e da carga excêntrica. Foi também estudado o efeito da presença de um estrato rígido subjacente à fundação, cujo factor correctivo não é referido naquele documento.

4.2. CASOS MODELADOS

Uma vez que a expressão da capacidade de carga é composta por várias parcelas, optou-se por modelar um caso simplificado, solo sem peso puramente coesivo em condições não drenadas, para o qual a expressão se reduz a:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B} = c_u N_c \quad (4.1)$$

Desta forma, o estudo concentra-se no efeito da resistência não drenada do solo, sendo que os outros parâmetros constantes da expressão base poderão ser abordados em estudos posteriores. Os factores correctivos analisados neste trabalho são apenas os que se aplicam à parcela $c_u N_c$.

Procurou-se comparar as propostas do EC7 e dos estudos de Mandel e Salençon (para presença de estrato rígido subjacente à fundação) com os resultados numéricos assumindo 4 tipos de comportamento da sapata distintos:

- Flexível e lisa;
- Flexível e rugosa;
- Rígida e lisa;
- Rígida e rugosa.

4.3. CARGA DE ROTURA DE FUNDAÇÃO DIRECTA DE DESENVOLVIMENTO INFINITO

4.3.1. ENQUADRAMENTO

O estudo deste caso serviu como primeiro contacto com os programas *GiD* e *Code_Bright* e baseou-se nas investigações levadas a cabo por Couto Marques e Teixeira (2002). A existência de solução analítica e a disponibilidade de dados numéricos com os quais estabelecer comparação tornam este caso um excelente ponto de partida para as simulações a realizar, embora utilizando software e modelo distintos do estudo original.

4.3.2. MODELAÇÃO

4.3.2.1. Geometria, malhas e condições de fronteira

Tendo em conta a simetria em relação ao eixo vertical que passa pelo centro da sapata, foi possível resolver numericamente o problema modelando apenas metade da geometria total. A área de solo modelada apresenta dimensões $60 \times 40 \text{ m}^2$. Analisaram-se sapatas rígidas rugosas e sapatas flexíveis rugosas, para os casos de pequenas deformações e de deformações finitas (grandes deformações). Para os casos de pequenas deformações confrontaram-se os valores obtidos para a capacidade de carga com as propostas de Terzaghi e de Meyerhof. Para grandes deformações confrontaram-se os valores obtidos com as propostas de Meyerhof e de Hansen e Vesic, ambas tendo em conta um factor correctivo de profundidade, d_c . As expressões referentes a estas propostas são apresentadas adiante, ao analisar os resultados obtidos com cada uma das formulações.

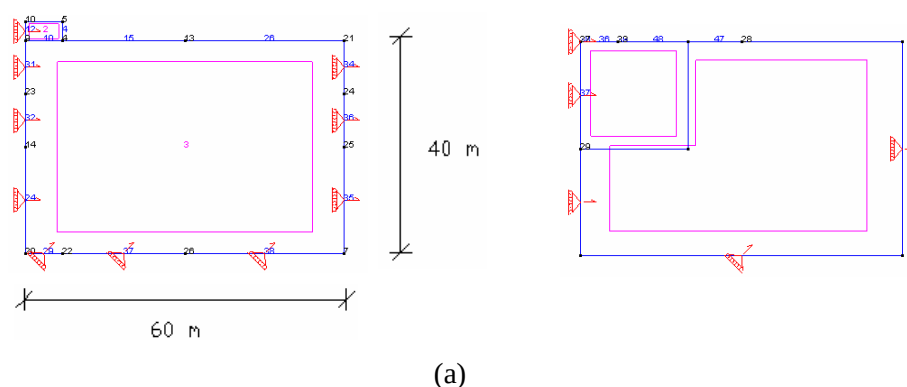


Fig. 4.1 – Geometria e condições de fronteira adoptadas – (a) sapata rígida e (b) sapata flexível

As condições de fronteira adoptadas foram as seguintes:

Para ambos os casos

- impedimento de deslocamentos verticais e horizontais no extremo inferior;
- impedimento de deslocamento horizontal ao longo do eixo de simetria e do bordo direito;
- porosidade inicial de 0.3.

Sapata rígida

- deslocamento prescrito no topo da fundação com uma velocidade de 10 cm por dia (1.16×10^{-6} m/s) até ao tempo final modelado (1000 horas).

Sapata flexível

- tensão vertical uniforme aplicada no topo da fundação linearmente crescente desde zero até 0.3 MPa no final do tempo modelado (500 horas).

Foram analisadas malhas estruturadas e não estruturadas, com elementos triangulares quadráticos de 6 nós ou com elementos quadrangulares lineares de 4 nós.



Fig. 4.2- Elementos usados - (a) triângulos de 6 nós e (b) quadriláteros de 4 nós

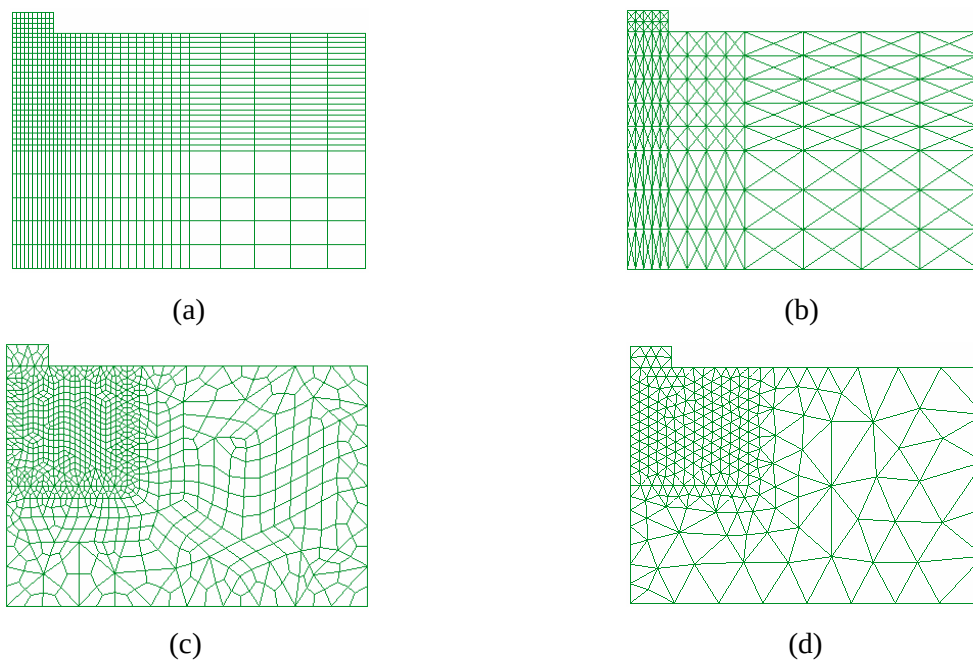


Fig. 4.3 – Malhas usadas (exemplo para sapata rígida) – (a) estruturada de elementos quadrangulares lineares, (b) estruturada de elementos triangulares quadráticos, (c) não estruturada de elementos quadrangulares lineares e (d) não estruturada de elementos triangulares quadráticos

4.3.2.2. Características mecânicas dos materiais

Para o material betão foi adoptado um modelo de comportamento elástico. Os parâmetros necessários, apresentados no quadro 4.1, são o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Para o caso da

sapata rígida adoptaram-se valores correntes para este material e no caso da sapata flexível, para além de se ter diminuído consideravelmente a espessura da fundação, adoptou-se um módulo de Young cinco ordens de grandeza mais baixo.

Quadro 4.1 – Parâmetros mecânicos do betão

	Sapata flexível	Sapata rígida
E	0.3 MPa	30 GPa
ν	0.45	0.2

Em relação ao material solo admitiu-se um modelo de comportamento elasto-visco-plástico, com critério de rotura de Mohr-Coulomb, parte integrante do software usado. Os parâmetros utilizados, para além dos já referidos no caso do betão, são a resistência não drenada (c_u) e a viscosidade (Γ) e apresentam-se no quadro 4.2. Refira-se que o modelo será elasto-plástico para um valor de Γ infinitamente grande.

Quadro 4.2 – Parâmetros mecânicos do solo

	Solo
E	12 MPa
ν	0.49
c_u	30 kPa
Γ	10

4.3.3. RESULTADOS

Neste ponto apresentam-se os resultados obtidos com a malha que se revelou mais indicada para os sucessivos casos estudados, que foi a não estruturada de triângulos quadráticos de 6 nós.

4.3.3.1. Análise para pequenas deformações

Sapata Rígida

Nas figuras 4.4 e 4.5 apresentam-se respectivamente a malha deformada e os vectores de deslocamento nodal, à escala real, no final da modelação. Neste instante a relação entre o assentamento no ponto do solo em contacto com o ponto médio da sapata, d_y , e a largura da mesma, B , é $d_y/B = 0.3$. A figura 4.5 inclui ainda uma ampliação para melhor visualização.

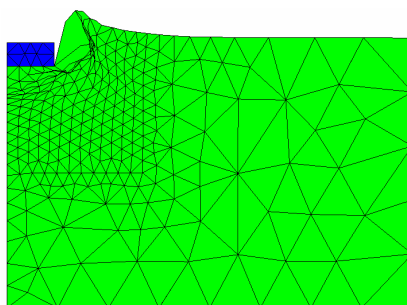


Fig. 4.4 – Malha deformada no final do tempo de modelação (escala 1:1)

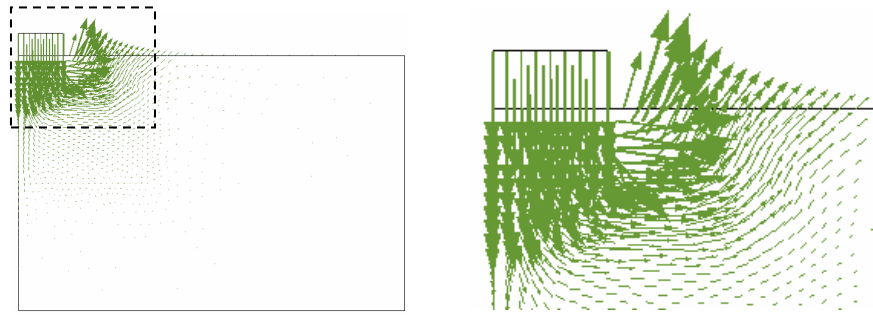


Fig. 4.5 – Vectors de deslocamento nodal no final do tempo de modelação (escala 1:1) e ampliação da zona da sapata

Os assentamentos na zona de contacto entre a sapata e o solo são homogêneos, como seria de esperar para uma sapata rígida. Por outro lado, as três zonas I (movimento descendente solidário com a fundação), II (movimento lateral por acção da zona I) e III (movimento ascendente por acção das zonas I e II) identificadas por Terzaghi são claramente distinguíveis na figura 4.5.

A figura 4.6, em que se mostra a deformação plástica para $d_f/B = 0.034$, permite uma visualização das superfícies de rotura do solo.

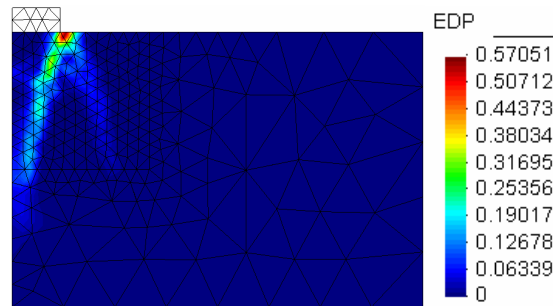


Fig. 4.6 – Deformação plástica efectiva (t = 117 horas)

Nesta figura estão bem patentes as duas superfícies de rotura que separam as três zonas citadas. É de notar que o ângulo da cunha, Ψ é bastante superior aos 45° propostos por Terzaghi. Esta diferença não é justificada pela correcção decorrente de investigações posteriores para $\Psi = 45^\circ + \phi/2$, uma vez que o solo em análise é puramente coesivo ($\phi = 0^\circ$). Ao longo do trabalho foram feitos esforços no sentido de compreender a causa desta disparidade, que serão discutidos adiante.

Relativamente à capacidade de carga do solo, os termos de comparação foram as propostas de Terzaghi e de Meyerhof, que tendo em conta a situação concreta em análise podem ser escritas como:

$$\text{Meyerhof} - q = c_u \times (\pi + 2) \text{ ou } \frac{q}{c_u} = \pi + 2 \cong 5,14 \quad (4.2)$$

$$\text{Terzaghi} - q = c_u \times \left(\frac{3\pi}{2} + 1\right) \text{ ou } \frac{q}{c_u} = \frac{3\pi}{2} + 1 \cong 5,71 \quad (4.3)$$

O gráfico da figura 4.7 apresenta os valores obtidos numericamente, bem como os que resultam das expressões agora apresentadas.

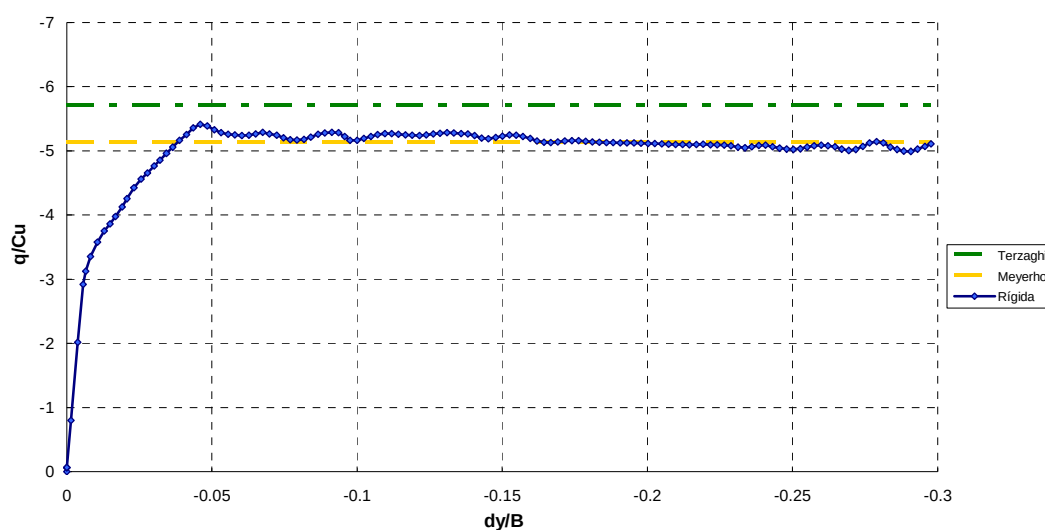


Fig. 4.7 – Sapata rígida com malha não estruturada de triângulos quadráticos – pequenas deformações

O valor de q/c_u obtido para o caso da sapata rígida em pequenas deformações ajusta-se bastante bem ao valor proposto por Meyerhof. No gráfico é, no entanto, bem visível a acentuada oscilação numérica.

Sapata Flexível

Nas figuras 4.8 e 4.9 apresentam-se a malha deformada e os vectores de deslocamento nodal, à escala real, para o tempo de modelação de 287 horas, correspondente a $d_y/B = 0.27$.

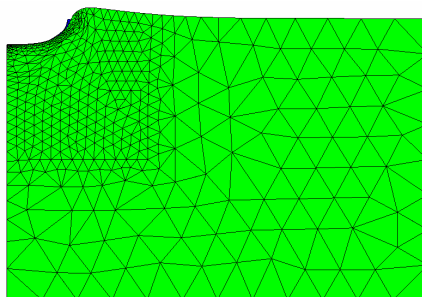


Fig. 4.8 – Malha deformada ($t = 287$ horas; escala 1:1)

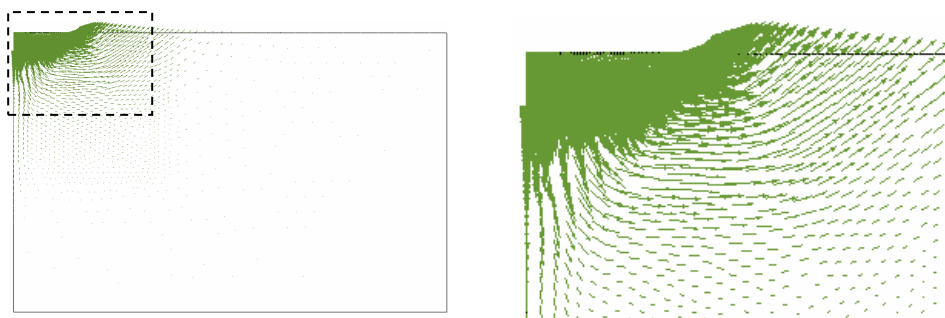


Fig. 4.9 – Vectores de deslocamento nodal ($t=287$ horas; escala 1:1) e ampliação da zona da sapata

Da análise destas duas figuras pode concluir-se que a sapata se comporta de facto de forma flexível e que as três zonas de Terzaghi são identificáveis, apesar da pouca visibilidade imediatamente por debaixo da sapata, dada a grande concentração de nós com deslocamentos elevados. A figura relativa à deformação plástica é qualitativamente semelhante à apresentada para a sapata rígida.

O gráfico da figura 4.10 apresenta o confronto entre os valores obtidos com recurso ao software no caso de sapata flexível e as propostas já referidas para sapata rígida.

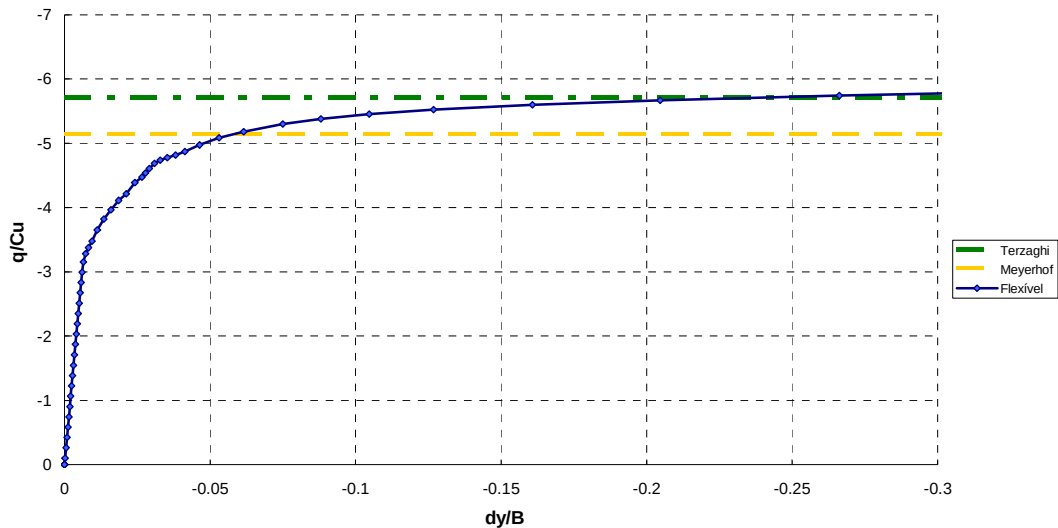


Fig. 4.10 – Sapata flexível com malha não estruturada de triângulos quadráticos – pequenas deformações

O valor de d_y/B obtido para o caso da sapata flexível em pequenas deformações aproxima-se muito do valor proposto por Terzaghi. A oscilação numérica não é acentuada neste caso.

4.3.3.2. Análise para grandes deformações

Sapata Rígida

As figuras relativas à deformação, vectores deslocamento e deformação plástica são, em termos qualitativos, semelhantes às apresentadas para o caso da sapata rígida em pequenas deformações.

Quanto aos resultados da capacidade de carga, estabeleceu-se comparação com as expressões de Meyerhof e de Hansen e Vesic, em que intervém um factor d_c que tem em conta a crescente profundidade D a que a fundação se encontra ao longo do carregamento.

As suas expressões são:

$$\text{Meyerhof} - \frac{q}{c_u} = (\pi + 2) \times d_c = (\pi + 2) \times \left(1 + 0,2 \frac{D}{B}\right) \quad (4.4)$$

$$\text{Hansen-Vesic} - \frac{q}{c_u} = (\pi + 2) \times d_c = (\pi + 2) \times \left(1 + 0,4 \frac{D}{B}\right) \quad (4.5)$$

O gráfico da figura 4.11 apresenta os valores obtidos numericamente, bem como os que resultam das expressões apresentadas.

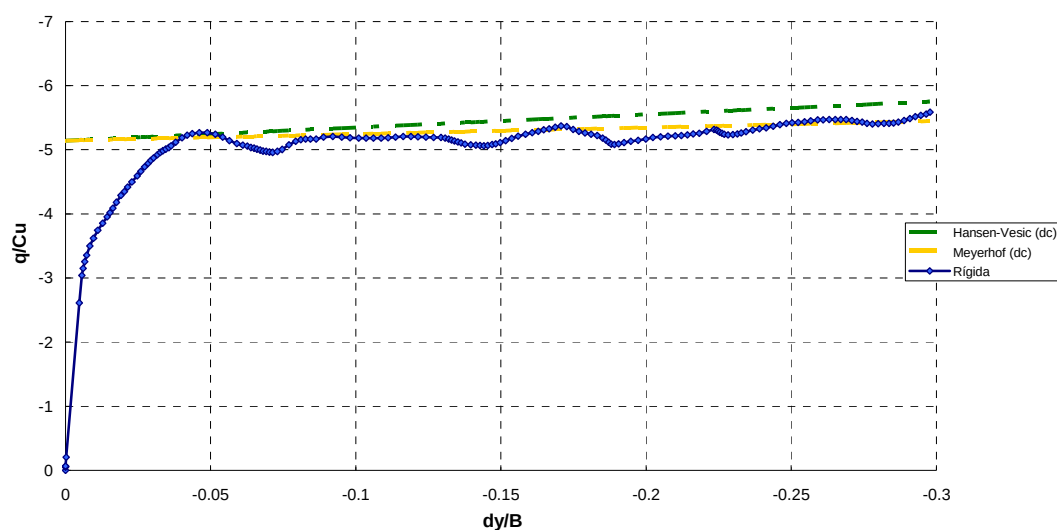


Fig. 4.11 – Sapata rígida com malha não estruturada de triângulos quadráticos – grandes deformações

Os valores obtidos seguem aproximadamente a proposta de Meyerhof. De novo existe bastante oscilação, tal como acontecia para o caso de sapata rígida e pequenas deformações.

Sapata Flexível

Também neste caso as figuras relativas à deformação, vectores deslocamento e deformação plástica são qualitativamente semelhantes às já apresentadas.

Para além das propostas de Meyerhof e de Terzaghi teve-se ainda em conta a proposta de Terzaghi para N_c associada ao factor correctivo de profundidade proposto por Hansen e Vesic cuja expressão é:

$$\text{Terzaghi com } d_c \text{ de Hansen e Vesic} - \frac{q}{c_u} = \left(\frac{3\pi}{2} + 1\right) \times \left(1 + 0,4 \frac{D}{B}\right) \quad (4.6)$$

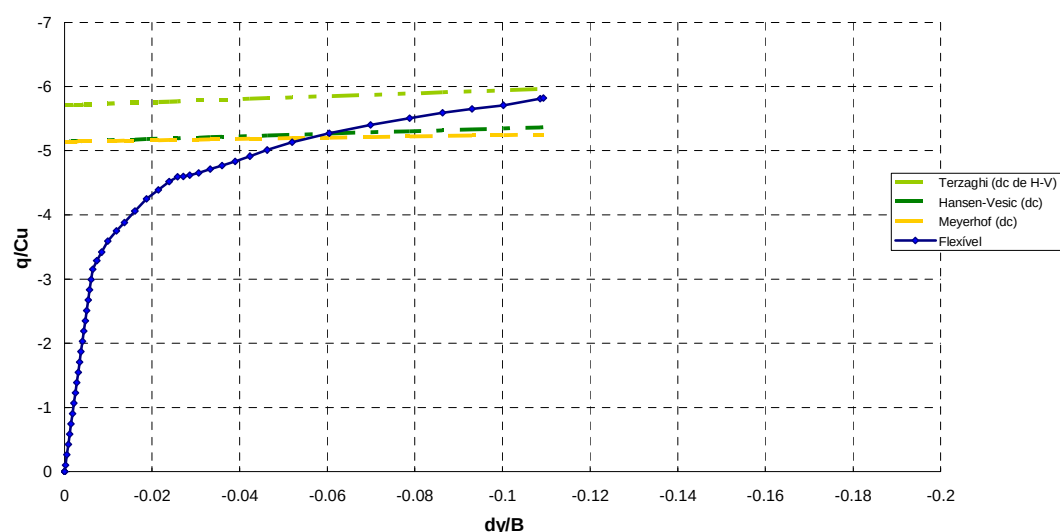


Fig. 4.12 – Sapata flexível com malha não estruturada de triângulos quadráticos – grandes deformações

Neste caso é notório que os valores obtidos não se aproximam de nenhuma das propostas que partem do valor de N_c estipulado por Meyerhof. Parece, por outro lado, existir uma boa aproximação em relação à proposta de N_c de Terzaghi combinada com o factor correctivo de profundidade de Hansen e Vesic.

Esta aparente aproximação não pode no entanto ser corroborada uma vez que o programa termina o cálculo para valores de d_y/B demasiado baixos (cerca de 0,1), tendo em conta os obtidos nas outras situações analisadas, e escreve uma mensagem de erro, evidenciando problemas numéricos. Para algumas malhas essa mensagem é que não foi obtida convergência e para outras é que o volume de um dos elementos se tornou negativo. Foram tomadas diligências no sentido de contornar este problema, nomeadamente refinando a malha na zona de grande concentração de tensões que existe na extremidade da sapata, que se revelaram infrutíferas.

4.3.4. CONCLUSÕES

O modelo reproduziu o carregamento de um solo por fundação rígida e por fundação flexível. As análises numéricas levadas a cabo evidenciam a formação das três zonas identificadas por Terzaghi, embora o ângulo da cunha solidária com a sapata não corresponda aos 45° que deveriam ocorrer para este caso de solo sem peso puramente coesivo.

Relativamente à capacidade de carga as propostas que foram tidas em conta enquadram bastante bem os resultados numéricos obtidos. Para sapata rígida os resultados numéricos aproximam-se mais das propostas de Meyerhof, tanto para pequenas como para grandes deformações. Para sapata flexível os resultados aproximam-se mais da proposta de N_c de Terzaghi, sendo que para grandes deformações o factor d_c mais adequado neste caso parece ser o de Hansen e Vesic.

4.4. COMPRESSÃO DE UM PROVETE EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

4.4.1. ENQUADRAMENTO

O estudo deste caso foi motivado pelo problema já mencionado, que se prende com o ângulo da cunha (Zona I de Terzaghi), sendo que os resultados obtidos em cada um dos casos foram bastante independentes da malha e tipo de elementos usados.

Analisar o comportamento de uma “fatia” de solo de desenvolvimento infinito e secção $1 \times 2 \text{ m}^2$ quando comprimida por uma tensão isotrópica de 150 KPa e sujeita a um assentamento do limite superior a uma velocidade pré-fixada (controle de assentamento) foi a forma escolhida para procurar clarificar a questão do ângulo ψ . Os parâmetros do solo são, obviamente, os usados na análise da carga de rotura.

Recorreu-se aos programas *CODE_BRIGTH* e *GiD*.

4.4.2. GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

Na figura 4.13 apresenta-se a geometria e as condições de fronteira e na figura 4.14 pode ver-se a malha estruturada de elementos quadrangulares lineares.

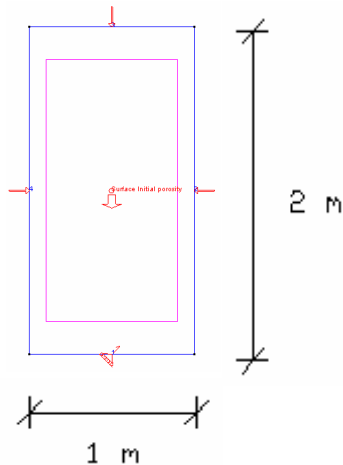


Fig. 4.13 – Geometria e condições de fronteira

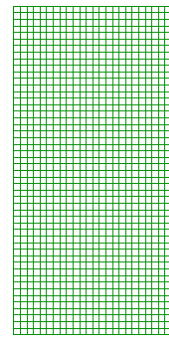


Fig. 4.14 – Malha usada

As condições de fronteira são:

- impedimento de deslocamentos na fronteira inferior
- compressão isotrópica de 150 kPa
- porosidade inicial de 0.3
- velocidade de assentamento da fronteira superior pré-fixada

4.4.3. RESULTADOS

Nas figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se respectivamente a deformada e os vectores deslocamento para uma extensão axial de valor $\epsilon = 10\%$, à escala real.

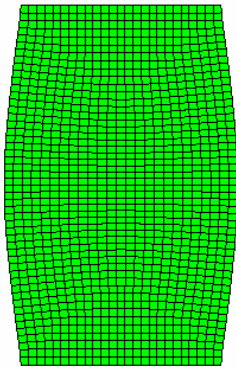


Fig. 4.15 – Malha deformada para $\epsilon = 10\%$

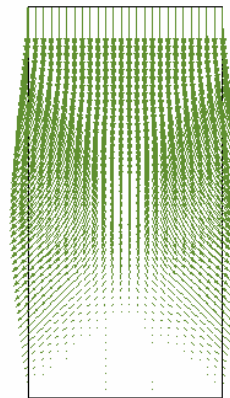


Fig. 4.16 – Vectores de deslocamento nodal para $\epsilon = 10\%$

Em ambas as figuras estão bem evidenciadas duas cunhas (com um ângulo de 45°), uma no topo de velocidade de assentamento pré-definida e outra na parte inferior em que são impedidos os deslocamentos. Dentro destas cunhas os elementos praticamente não se deformam. Outro aspecto importante é que os assentamentos destes elementos são do mesmo valor e direcção (vertical) que o assentamento da face horizontal mais próxima (deslocamento máximo no topo e nulo na fronteira inferior).

Verifica-se portanto que para esta geometria a cunha que se forma (cunhas neste caso) apresenta ângulo Ψ coincidente com os 45° teóricos. Isto mesmo é confirmado pela figura 4.17, em que se apresentam as deformações plásticas. Nesta figura a cor branca representa valores de deformação plástica acima da escala apresentada.

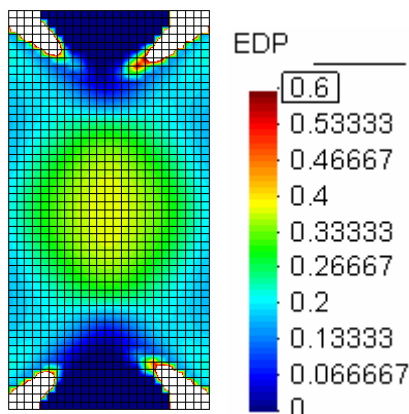


Fig. 4.17 – Deformação plástica efectiva para $\varepsilon = 10\%$

4.4.4. CONCLUSÕES

O estudo deste caso permitiu concluir que a questão do ângulo da cunha muito provavelmente dependerá da geometria modelada. Para esta geometria simples o valor do ângulo coincidiu com o valor teórico.

4.5. CARGA DE ROTURA DE FUNDAÇÃO DIRECTA COM RECURSO A FACTORES CORRECTIVOS

4.5.1. ENQUADRAMENTO

Neste ponto apresenta-se o estudo que tem como objectivo a avaliação da adequabilidade das propostas do EC7 no que concerne os factores correctivos e da proposta de Mandel e Salençon para o caso de presença de um estrato rígido subjacente à fundação.

Recorreu-se aos programas *HYPLAS* e *VIFEM*.

4.5.2. MODELAÇÃO

4.5.2.1. Geometria, malhas e condições de apoio

O programa gerador de malhas utilizado permite apenas a construção de malhas estruturadas de elementos quadrangulares, tendo-se optado por elementos de 8 nós.

Casos com Carregamento Simétrico

A consideração da simetria em relação ao eixo vertical que passa pelo centro da sapata, existente nos casos de sapata circular e presença de estrato rígido, permite modelar apenas metade da geometria total. O seu aspecto geral, bem como a malha utilizada são apresentados nas figura 4.18 e 4.19, para sapata circular e presença de estrato rígido, respectivamente. Neste último caso, a consideração das diferentes profundidades a que o estrato rígido se situa implica obviamente diferentes alturas de solo,

sendo que a figura exemplifica a malha para razão entre a largura da sapata e a profundidade da fronteira rígida $B/H = 1$.

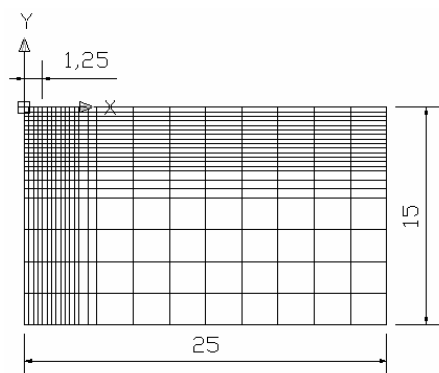


Fig. 4.18 – Geometria e malha adoptadas – sapata circular

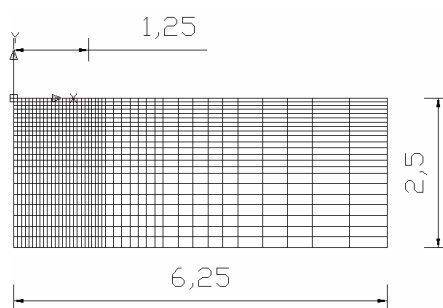


Fig. 4.19 – Geometria e malha adoptadas – presença de estrato rígido (exemplo para $B/H = 1$)

Relativamente aos apoios, impediram-se os deslocamentos segundo a direcção x no eixo de simetria (bordo esquerdo) e no bordo direito e segundo as direcções x e y no bordo inferior.

Para a sapata circular usou-se o eixo dos yy como eixo de axissimetria e o diâmetro da sapata é $D = 2.5$ metros. Para a presença de estrato rígido a largura da sapata é $B = 2.5$ metros e o desenvolvimento é infinito.

Casos com Carregamento Não Simétrico

Nas situações de sapata corrida com carga inclinada ou carga excêntrica torna-se necessário modelar a geometria completa, não existindo condições de simetria que permitam uma simplificação da malha.

Nas análises com carregamento não simétrico os casos de sapata rígida, não podendo ser impostos por controlo de deslocamentos, têm de ser simulados modelando 2 materiais – o solo e o material da sapata (várias ordens de grandeza mais rígido), ao qual se impõe carga. Este facto tem como consequência que não é possível modelar sapata rígida lisa, uma vez que existe uma solidarização entre elementos do material solo e do material betão na respectiva interface.

Por outro lado, tendo em conta que o comportamento de uma sapata lisa implica a consideração de atrito nulo entre esta e o solo, não faz sentido aplicar-lhe uma carga inclinada, que faria com que existisse um deslocamento infinito da sapata sobre o solo.

Assim sendo, para a situação de carga excêntrica estudaram-se apenas 3 comportamentos – sapata flexível lisa e rugosa e sapata rígida rugosa, ao passo que para carga inclinada se estudaram 2 comportamentos – sapata flexível rugosa e rígida rugosa. A figura 4.20 mostra a geometria utilizada nas simulações relativas a estes dois casos, exemplificando para sapata rígida rugosa.

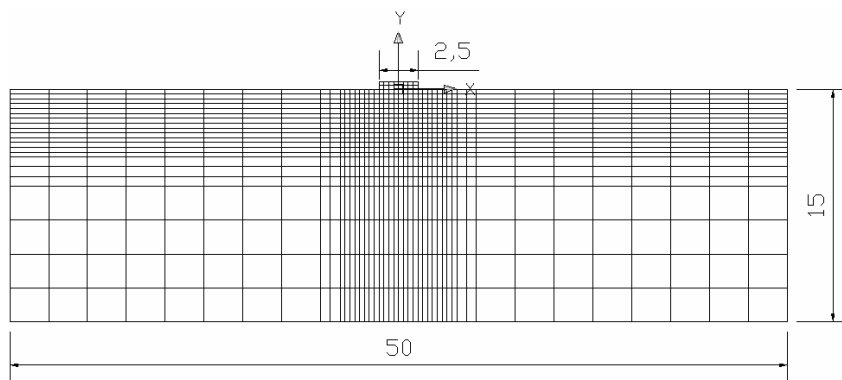


Fig. 4.20 – Geometria e malha adoptadas – carga inclinada e carga excêntrica (exemplo para sapata rígida rugosa)

No que concerne os apoios, foram impedidos os deslocamentos segundo a direcção x nos dois bordos laterais e segundo as direcções x e y no bordo inferior. A largura da sapata é $B = 2.5$ metros e o desenvolvimento é infinito. No caso de carga inclinada estudaram-se os valores de inclinação $\alpha = 10^\circ$, $\alpha = 15^\circ$ e $\alpha = 20^\circ$, enquanto que na situação de carga excêntrica simularam-se excentricidades $e_x = 10$ cm, $e_x = 25$ cm e $e_x = 40$ cm.

4.5.2.2. Características mecânicas dos materiais

Adoptou-se o critério de rotura de Tresca para o solo, utilizando três valores distintos de resistência não drenada, de forma a verificar a influência do valor deste parâmetro nos resultados. Já para o material que simula o betão da sapata, utilizou-se um modelo elástico. Os parâmetros escolhidos são resumidos no quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Parâmetros mecânicos dos materiais modelados

	Solo	Sapata
E	12 MPa	10 GPa
ν	0.49	0.2
c_u	15 kPa	-
	30 kPa	
	45 kPa	

4.5.3. EXPRESSÕES DOS FACTORES CORRECTIVOS PARA OS CASOS EM ANÁLISE

4.5.3.1. Sapata Circular

No caso de sapata circular e para análises em tensões totais o factor correctivo s_c proposto no EC7 e já apresentado no quadro 3.2, tendo em conta que B e L devem ser assumidos iguais ao diâmetro D da sapata, vem dado por:

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{D}{D} = 1.2 \quad (4.7)$$

4.5.3.2. Presença de estrato rígido

Os valores indicados por Mandel e Salençon para o factor correctivo associado à presença de estrato rígido, f_c , para solo puramente coesivo (ϕ nulo), são os apresentados no quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores de f_c para ϕ nulo

<i>BIH</i>									
ϕ	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	1.00	1 (B/H ≤ 1.41)	1.02	1.11	1.21	1.30	1.40	1.59	1.78

4.5.3.3. Carga inclinada

Caso a força aplicada tenha uma componente horizontal H , o factor correctivo i_c proposto no EC7, em condições não drenadas, é dado por:

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B' L' c_u}} \right) \quad (4.8)$$

4.5.3.4. Carga excêntrica

Caso a carga aplicada na sapata apresente excentricidade, resultando numa componente normal de carga e noutra de momento, o Eurocódigo 7 propõe que se passem a utilizar não as medidas reais da sapata mas sim as medidas efectivas, dadas pelas expressões (3.5) e (3.6) já apresentadas.

4.5.4. RESULTADOS

4.5.4.1. Sapata circular

Compararam-se as cargas de rotura obtidas nas simulações numéricas com o valor teórico calculado conjugando a expressão da capacidade de carga (3.2) com o factor correctivo s_c apresentado na expressão (4.7). O valor numérico da carga de rotura foi obtido, nos casos de sapata flexível, multiplicando a carga imposta pelo factor de carga associado à entrada do solo no patamar de cedência. Nos casos de sapata rígida, uma vez que se faz controlo dos deslocamentos, calculou-se o valor numérico da carga de rotura dividindo o somatório das reacções nos apoios nos quais são impostos deslocamentos – no instante de entrada em cedência – pela área da sapata $A = \pi r^2$.

Os resultados obtidos são os apresentados no quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Comparação entre os resultados das simulações numéricas e os valores teóricos para sapata circular

Sapata Circular			
		Valor numérico q_{ult} (kPa)	Valor teórico q_{ult} (kPa)
$c_u=15$ kPa	Flexível	Lisa	84.00
		Rugosa	87.00
	Rígida	Lisa	95.44
		Rugosa	104.55
$c_u=30$ kPa	Flexível	Lisa	167.00
		Rugosa	174.00
	Rígida	Lisa	190.09
		Rugosa	208.61
$c_u=45$ kPa	Flexível	Lisa	250.00
		Rugosa	263.00
	Rígida	Lisa	284.39
		Rugosa	313.32

Os valores numéricos obtidos são bastante aproximados dos valores teóricos, caindo no intervalo $q_{ult} \pm 15\%$, sendo esta proximidade bastante independente do valor de resistência não drenada assumido. Os resultados correspondentes às sapatas flexíveis são inferiores ao valor teórico, ao passo que os associados às sapatas rígidas são superiores. A capacidade de carga no caso que melhor se identifica com o comportamento real de uma fundação directa, o de sapata rígida rugosa, não só é razoavelmente previsto pelo valor teórico, como está consistentemente um pouco acima do mesmo.

Os resultados obtidos neste caso confirmam, portanto, a validade da proposta do EC7 para o factor correctivo de forma aplicado a uma sapata circular, mostrando ainda que os valores daí resultantes estão do lado da segurança.

A figura 4.21 exemplifica para resistência não drenada $c_u = 30$ kPa a evolução dos parâmetros adimensionais q/c_u e dy/B à medida que se leva a fundação à rotura, para as várias simulações efectuadas e tendo como referência o valor teórico.

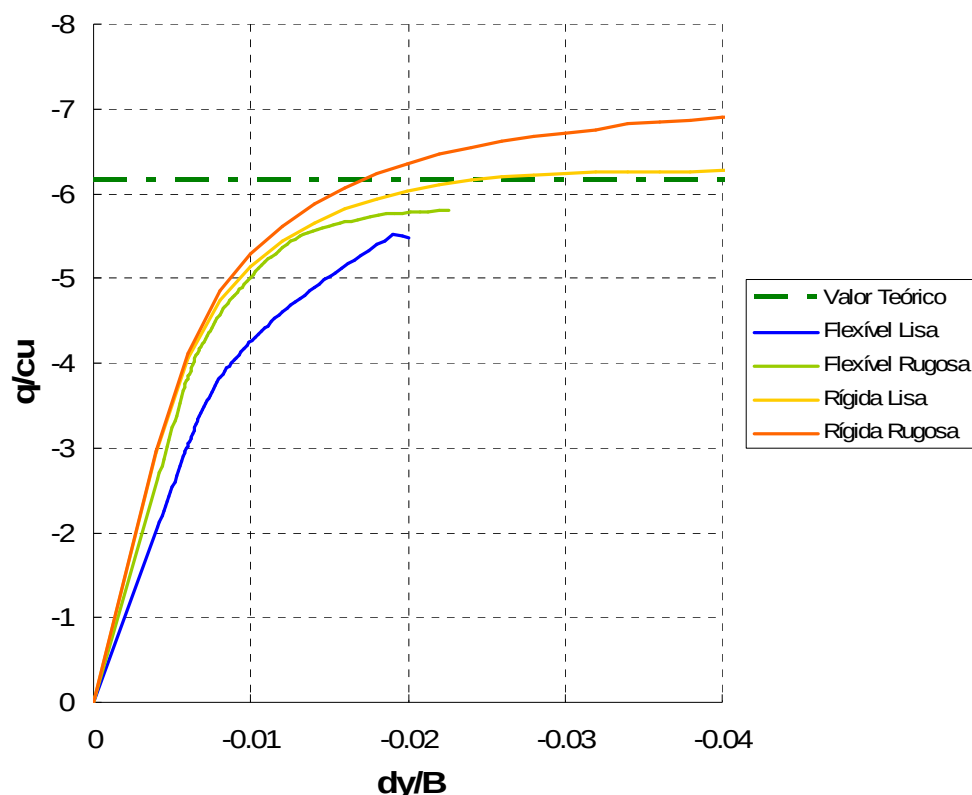


Fig. 4.21 – Evolução da relação entre os parâmetros adimensionais d_y/B e q/c_u – sapata circular, com $c_u = 30$ kPa

O gráfico apresentado corrobora a análise já feita. Repare-se que para os casos de sapatas flexíveis o comportamento previsto pelo modelo fornece resultados pouco plausíveis a partir de certo nível de deformação, após entrada no patamar de cedência. Este facto relaciona-se com problemas de convergência, para os quais o próprio programa *HYPLAS* chama a devida atenção. Para sapatas rígidas estes problemas não ocorrem, uma vez que se faz o controle por deslocamento imposto, processo que se revela numericamente mais estável.

4.5.4.2. Estrato rígido

Para a situação de presença de estrato rígido a uma distância H da base da sapata admitiram-se relações entre a largura B da sapata e H de valores $B/H = 1$, $B/H = 2$, $B/H = 4$ e $B/H = 10$. O valor teórico de carga de rotura calculou-se da mesma forma que para a sapata circular, aplicando agora os factores correctivos indicados no quadro 4.4. Os valores numéricos da capacidade de carga obtiveram-se como referido no caso anterior, sendo que para sapata rígida o somatório das reacções foi dividido pela respectiva largura de influência, que corresponde a meia largura da fundação $B/2 = 1.25$ metros.

Os resultados obtidos são indicados no quadro 4.6.

A relação B/H tem uma grande influência sobre a dispersão dos valores obtidos numericamente em relação ao valor teórico, sendo que são mais próximos para valores de B/H menores (estrato rígido mais profundo). Em todo o caso, o valor obtido para sapata rígida rugosa é sempre superior ao valor teórico e está no intervalo $q_{ult} + 10\%$. Assim, o valor teórico fornece uma aproximação razoável que está do lado da segurança.

Quadro 4.6 – Comparação entre as simulações numéricas e os valores teóricos para presença de estrato rígido

Presença de Estrato Rígido					
			Valor numérico q_{ult} (kPa)	Valor teórico q_{ult} (kPa)	
$c_u=15$ kPa	B/H=1	Flexível	Lisa	77.13	77.12
			Rugosa	77.50	
		Rígida	Lisa	77.88	
			Rugosa	78.63	
	B/H=2	Flexível	Lisa	77.25	78.67
			Rugosa	80.13	
		Rígida	Lisa	77.92	
			Rugosa	81.44	
	B/H=4	Flexível	Lisa	77.44	93.32
			Rugosa	87.00	
		Rígida	Lisa	80.96	
			Rugosa	97.12	
	B/H=10	Flexível	Lisa	77.50	137.28
			Rugosa	88.50	
		Rígida	Lisa	105.28	
			Rugosa	149.76	
$c_u=30$ kPa	B/H=1	Flexível	Lisa	154.38	154.25
			Rugosa	155.00	
		Rígida	Lisa	153.68	
			Rugosa	157.36	
	B/H=2	Flexível	Lisa	154.50	157.33
			Rugosa	158.00	
		Rígida	Lisa	155.76	
			Rugosa	162.96	
	B/H=4	Flexível	Lisa	155.03	186.64
			Rugosa	174.00	
		Rígida	Lisa	161.84	
			Rugosa	194.08	
	B/H=10	Flexível	Lisa	155.50	274.56
			Rugosa	177.25	
		Rígida	Lisa	210.24	
			Rugosa	300.32	
$c_u=45$ kPa	B/H=1	Flexível	Lisa	231.00	231.37
			Rugosa	232.00	
		Rígida	Lisa	226.96	
			Rugosa	236.00	
	B/H=2	Flexível	Lisa	231.50	236.00
			Rugosa	238.00	
		Rígida	Lisa	233.60	
			Rugosa	244.40	
	B/H=4	Flexível	Lisa	232.55	279.96
			Rugosa	261.00	
		Rígida	Lisa	242.56	
			Rugosa	290.96	
	B/H=10	Flexível	Lisa	233.50	411.84
			Rugosa	265.50	
		Rígida	Lisa	315.12	
			Rugosa	450.16	

A figura 4.22 exemplifica para resistência não drenada $c_u = 30$ kPa e $B/H = 4$ a evolução dos parâmetros adimensionais q/c_u e dy/B à medida que se leva a fundação à rotura, para as várias simulações efectuadas e tendo como referência o valor teórico.

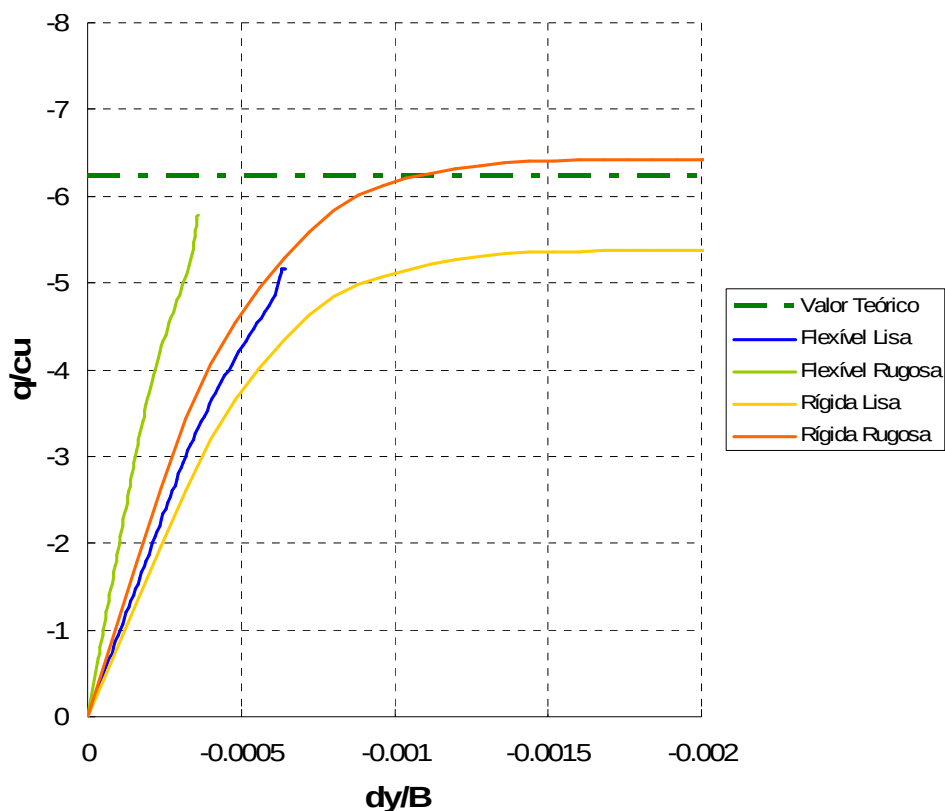


Fig. 4.22 – Evolução da relação entre os parâmetros adimensionais dy/B e q/c_u – estrato rígido, com $c_u = 30$ kPa e $B/H = 4$

O gráfico confirma as considerações tecidas acima. Os problemas de convergência nos casos de sapata flexível são aqui ainda mais notórios do que para a sapata circular, ocorrendo assim que o solo de fundação entra em patamar de cedência. A presença de estrato rígido implicará, portanto, dificuldades numéricas adicionais.

4.5.4.3. Carga inclinada

Nos casos de carga inclinada, tendo em conta que o factor correctivo a utilizar (indicado na expressão (4.8)) depende do valor da carga horizontal aplicada, torna-se necessário determinar o valor do factor de carga λ para o qual a rotura está iminente, o que corresponde a um factor de segurança $FS=1$. As figuras 4.23 a 4.25 ilustram para os diferentes valores de inclinação da carga α e resistência não drenada c_u considerados, a evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada (cujo valor é de 100 kPa para a carga vertical e 17.63 kPa, 26.79 kPa e 36.40 kPa para a carga horizontal, respectivamente para valores de α de 10°, 15° e 20°).

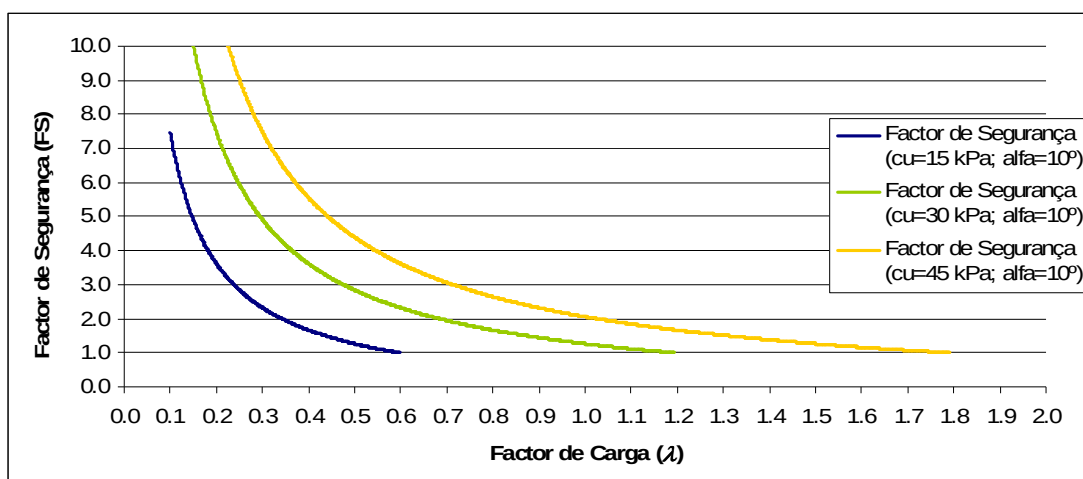


Fig. 4.23 – Evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada para inclinação desta de 10°

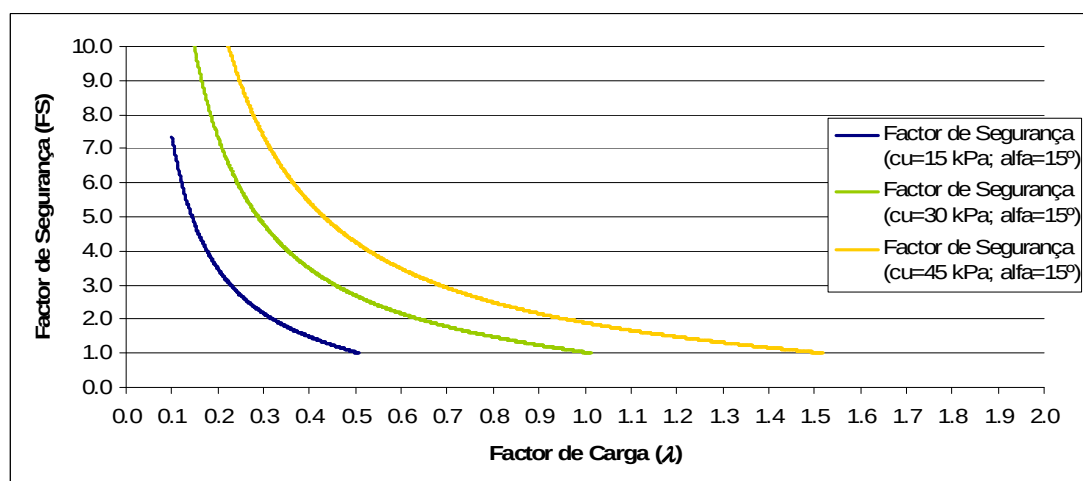


Fig. 4.24 – Evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada para inclinação desta de 15°

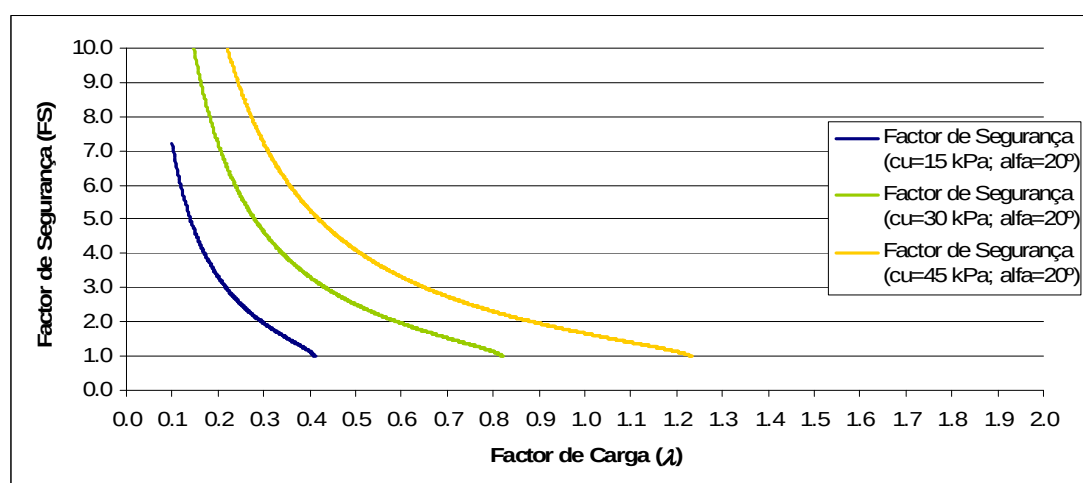


Fig. 4.25 – Evolução do factor de segurança com o factor de carga aplicada para inclinação desta de 20°

Como seria de esperar, o factor de carga na rotura é maior para maiores valores de resistência não drenada e menores valores de inclinação. O quadro 4.7 resume os valores de factor de carga obtidos nos diferentes casos.

Quadro 4.7 – Valores do factor de carga para FS=1

	λ		
	$\alpha = 10^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 20^\circ$
$c_u = 15 \text{ kPa}$	0.596	0.505	0.410
$c_u = 30 \text{ kPa}$	1.192	1.011	0.820
$c_u = 45 \text{ kPa}$	1.789	1.516	1.231

O valor teórico da carga de rotura obtém-se aplicando o factor correctivo para carga inclinada à expressão base (3.2). Os valores numéricos obtêm-se multiplicando o factor de carga associado à entrada em cedência pela carga vertical imposta. Os resultados obtidos são apresentados no quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Comparação entre as simulações numéricas e os valores teóricos para carga inclinada

Carga Inclinada					
		Valor numérico q_{ult} (kPa)			Valor teórico q_{ult} (kPa)
$c_u = 15 \text{ kPa}$	$\alpha = 10^\circ$	Flexível	Rugosa	67.00	59.60
		Rígida	Rugosa	66.00	
	$\alpha = 15^\circ$	Flexível	Rugosa	59.00	50.50
		Rígida	Rugosa	56.00	
	$\alpha = 20^\circ$	Flexível	Rugosa	49.00	41.00
		Rígida	Rugosa	48.00	
$c_u = 30 \text{ kPa}$	$\alpha = 10^\circ$	Flexível	Rugosa	133.00	119.20
		Rígida	Rugosa	130.00	
	$\alpha = 15^\circ$	Flexível	Rugosa	109.00	101.10
		Rígida	Rugosa	112.00	
	$\alpha = 20^\circ$	Flexível	Rugosa	92.00	82.00
		Rígida	Rugosa	94.00	
$c_u = 45 \text{ kPa}$	$\alpha = 10^\circ$	Flexível	Rugosa	190.00	178.90
		Rígida	Rugosa	196.00	
	$\alpha = 15^\circ$	Flexível	Rugosa	177.25	151.60
		Rígida	Rugosa	170.00	
	$\alpha = 20^\circ$	Flexível	Rugosa	147.50	123.10
		Rígida	Rugosa	140.00	

Os valores resultantes das análises numéricas são sempre superiores ao valor teórico, embora razoavelmente próximos. O caso que se afasta mais é quase sempre o de sapata flexível rugosa, embora mesmo este se situe no intervalo $q_{ult} + 20\%$.

A figura 4.26 exemplifica para resistência não drenada $c_u = 30$ kPa e $\alpha = 15^\circ$ a evolução dos parâmetros adimensionais q/c_u e dy/B à medida que se leva a fundação à rotura, para as duas simulações efectuadas e tendo como referência o valor teórico.

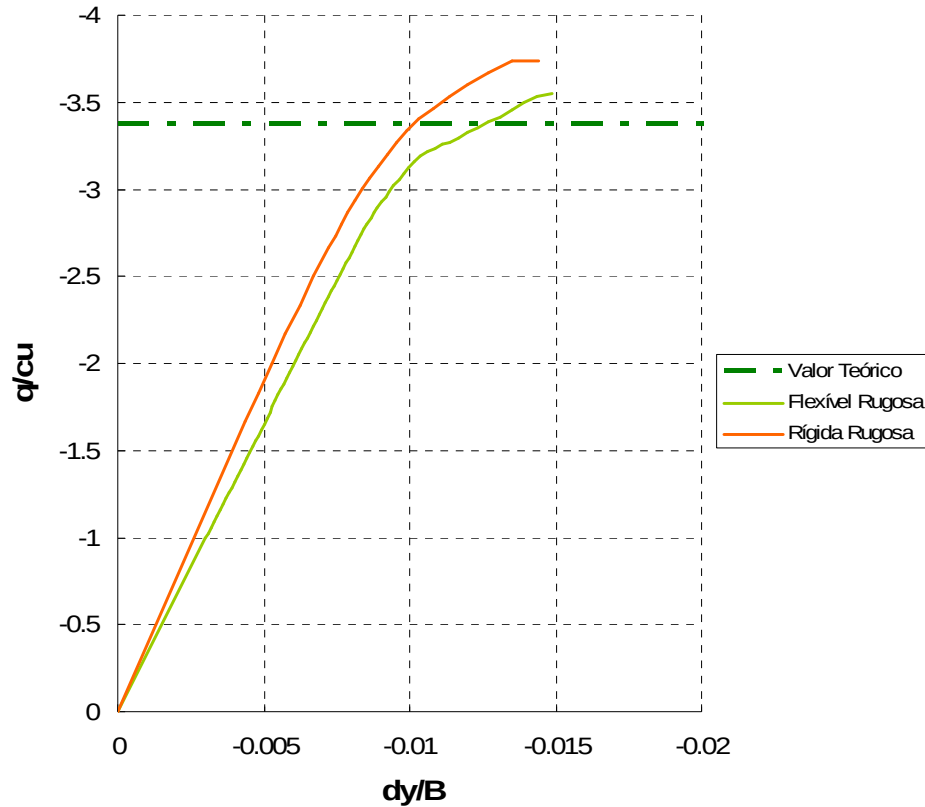


Fig. 4.26 – Evolução da relação entre os parâmetros adimensionais dy/B e q/c_u – carga inclinada, com $c_u = 30$ kPa e $\alpha = 15^\circ$

4.5.4.4. Carga excêntrica

Nos casos em que existe excentricidade da carga aplicada à sapata, o EC7 especifica que se devem utilizar as dimensões efectivas da mesma. Assim, a carga de rotura teórica vem dada pela expressão (3.2) e a comparação deve ser feita em termos de força aplicada, que se obtém multiplicando a carga pela largura efectiva B' , uma vez que apenas existe excentricidade segundo o eixo x e a análise se faz em deformação plana (desenvolvimento infinito). O valor teórico da força aplicada obtém-se multiplicando o factor de carga pela carga aplicada e pela largura real da sapata B .

Os resultados obtidos são indicados no quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Comparação entre os resultados das simulações numéricas e os valores teóricos para carga excêntrica

Carga Excêntrica					
			Valor numérico Q_{ult} (kN)	Valor teórico q_{ult} (kPa)	Valor teórico Q_{ult} (kN)
$c_u=15$ kPa	$e_x = 10\text{cm}$	Flexível	Lisa	164.31	77.12
			Rugosa	175.40	
		Rígida	Rugosa	189.52	
	$e_x = 25\text{cm}$	Flexível	Lisa	131.25	154.25
			Rugosa	143.75	
		Rígida	Rugosa	167.19	
	$e_x = 40\text{cm}$	Flexível	Lisa	108.42	131.11
			Rugosa	114.80	
		Rígida	Rugosa	145.41	
$c_u=30$ kPa	$e_x = 10\text{cm}$	Flexível	Lisa	328.63	154.25
			Rugosa	346.77	
		Rígida	Rugosa	370.97	
	$e_x = 25\text{cm}$	Flexível	Lisa	262.50	308.50
			Rugosa	287.50	
		Rígida	Rugosa	332.81	
	$e_x = 40\text{cm}$	Flexível	Lisa	218.11	262.22
			Rugosa	229.59	
		Rígida	Rugosa	290.82	
$c_u=45$ kPa	$e_x = 10\text{cm}$	Flexível	Lisa	493.95	231.37
			Rugosa	524.19	
		Rígida	Rugosa	564.51	
	$e_x = 25\text{cm}$	Flexível	Lisa	393.75	462.74
			Rugosa	442.19	
		Rígida	Rugosa	500.00	
	$e_x = 40\text{cm}$	Flexível	Lisa	326.53	393.33
			Rugosa	341.84	
		Rígida	Rugosa	436.22	

Os valores para sapata flexível são ligeiramente inferiores ao valor teórico enquanto que para sapata rígida rugosa são sempre superiores. As várias situações simuladas resultam em valores da capacidade de carga no intervalo $q_{ult} \pm 20\%$.

A figura 4.27 exemplifica para resistência não drenada $c_u = 30$ kPa e $e_x = 25$ cm a evolução da carga Q e do parâmetro adimensional dy/B à medida que se leva a fundação à rotura, para as várias simulações efectuadas e tendo como referência o valor teórico.

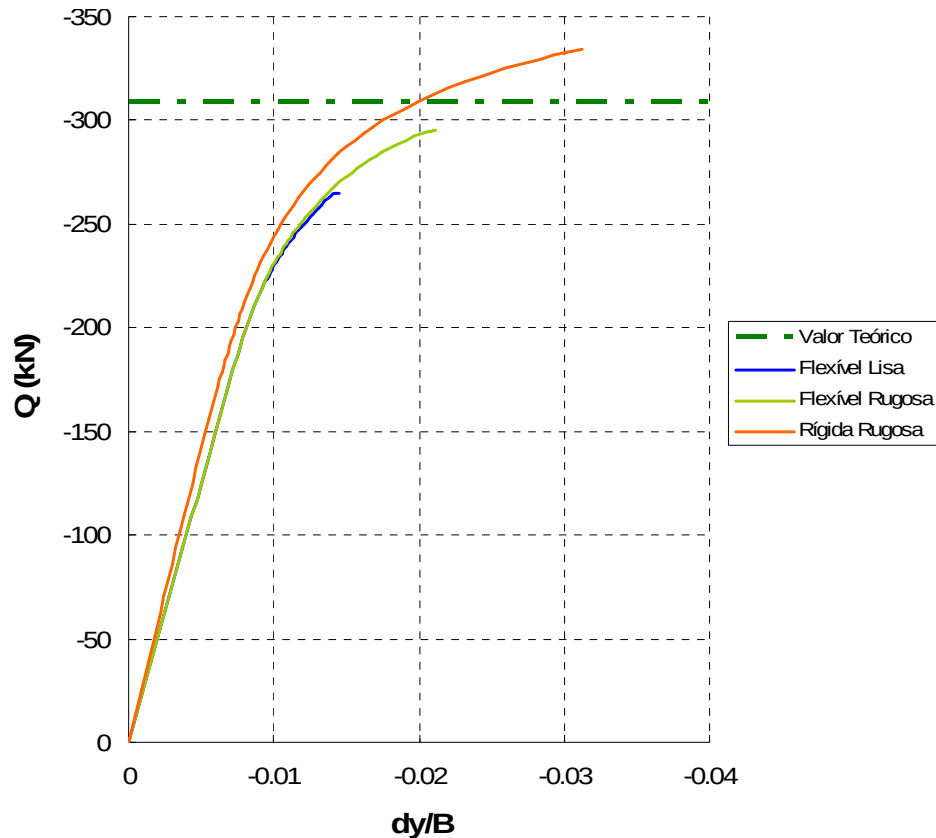


Fig. 4.27 – Evolução da relação entre os parâmetros dy/B e Q – carga excêntrica, com $c_u = 30$ kPa e $e_x = 25$ cm

4.5.5. CONCLUSÕES

A generalidade das análises efectuadas confirma a validade das expressões propostas pelo EC7. Concretamente para o caso de sapatas rígidas e rugosas, que é o que mais se aproxima do comportamento real de fundações directas de edifícios, as expressões teóricas não só fornecem uma boa estimativa como esta se situa do lado da segurança.

As simulações revelaram que a adequabilidade das propostas não depende grandemente do valor da resistência não drenada do solo. No entanto, para situações em que a presença de um estrato rígido condiciona o mecanismo de rotura, relações B/H altas têm um impacto importante sobre a proximidade ao valor teórico, particularmente no que diz respeito aos casos de sapata flexível lisa e rugosa e rígida lisa.

5

SOLOS NÃO SATURADOS**5.1. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS****5.1.1. GENERALIDADES**

Um solo não saturado pode ser definido como aquele cujo grau de saturação é inferior a 100%, ou seja, os vazios entre partículas sólidas não são ocupados exclusivamente por água mas também por ar. Solos totalmente saturados ocorrem em geral abaixo do nível freático e a respectiva pressão de água nos poros tem valor positivo. Solos não saturados, por outro lado, existem acima do nível freático e exibem pressão de água nos poros negativa, denominada sucção. A sucção total resulta da soma de duas componentes, a sucção matricial e a sucção osmótica. Esta última é função da quantidade de sais dissolvidos na fase líquida do solo. A sucção matricial é usualmente definida como a diferença entre a pressão de ar nos poros e a pressão de água nos poros:

$$s = (u_a - u_w) \quad (5.1)$$

Imediatamente acima do nível freático existe em geral uma zona em que o grau de saturação é muito próximo do máximo, denominada franja capilar, que pode ter uma espessura de menos de um metro a cerca de 10 metros, dependendo do tipo de solo (Fredlund, 1996).

A sucção num solo é função do respectivo grau de saturação. A relação entre estas duas variáveis é definida pela curva de retenção do solo, que pode ser obtida laboratorialmente. Ocorrendo alterações no grau de saturação do solo, por subida ou descida do nível freático, infiltração de chuva, ou outro processo, o valor da sucção variará, anulando-se caso o grau de saturação atinja 100%. Certos solos poderão, ao sofrer alterações acentuadas do grau de saturação, exibir comportamentos potencialmente problemáticos ou, pelo contrário, úteis. Solos que tendam a aumentar de volume quando saturados são usualmente denominados solos expansíveis, ao passo que aqueles que tendam a ver o seu índice de vazios reduzir-se apelidam-se de colapsíveis.

A utilidade ou perigo destes comportamentos depende fundamentalmente da sua previsibilidade e da função que é dada ao solo. Tratando-se de um solo de fundação expansível ou colapsível, deformações volumétricas acentuadas poderão implicar danos em estruturas sobrejacentes. Já, por exemplo, no caso de um aterro de resíduos tóxicos o potencial de expansão dos solos finos utilizados como camada envolvente permite uma selagem eficaz. Para aproveitar ao máximo a utilidade e minimizar os acidentes que possam ocorrer é essencial a compreensão destes comportamentos numa base não empírica, mas científica.

5.1.2. BREVE REFERÊNCIA HISTÓRICA

A Mecânica dos Solos Não Saturados, sendo uma ramificação relativamente recente da Mecânica dos Solos Clássica, tem vindo a ser alvo de um estudo cada vez mais aprofundado. A crescente importância dada à compreensão de tais solos radica em dois factores essenciais: as particularidades do seu comportamento, e a noção de que o Homem vive e trabalha em estruturas fundadas em solos sujeitos a variações de saturação e não em solos permanentemente saturados.

As teorias fundadas na Mecânica de Solos geral não têm em conta o papel da variação da sucção na deformação dos solos, por expansão ou colapso. A abordagem clássica assenta no princípio das tensões efectivas formulado por Terzaghi (1925) que resultam da diferença entre a tensão total e a pressão de água nos poros:

$$\sigma' = (\sigma - u_w) \quad (5.2)$$

Sendo extremamente sólido quando aplicado a solos que se encontram totalmente saturados ou secos, este princípio revelou-se inadequado no que concerne os solos não saturados (Bishop, 1959; Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963, entre outros). Seria necessário encontrar uma variável de estado de tensão aplicável a qualquer solo que desempenhasse um papel equivalente, permitindo não só a aplicação a problemas específicos no âmbito da Engenharia mas também uma base científica que permitisse compreender e transmitir conhecimento (Fredlund, 1996). No final da década de 1980 surgiram modelos elasto-plásticos fundamentados na teoria de estados críticos desenvolvida na Universidade de Cambridge, materializada nos modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado, entre os quais constam os de Alonso et al. (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), Wheeler (1996), Oldecop e Alonso (2001), Chavez e Alonso (2003).

O caminho traçado pelos investigadores tem sido o da integração dos dois ramos numa só teoria que explica o comportamento dos solos em qualquer estado de saturação. Nesse sentido os solos saturados são vistos como um caso particular da teoria geral, que passa a analisar o solo nas suas condições naturais e não em condições simplificadas. Esta abordagem integrada permite tratar problemas importantes e actuais como sejam as deformações volumétricas associadas à variação do grau de saturação ou a percolação de um poluente através da zona não saturada de um solo, em que a permeabilidade é função da sucção existente.

Tendo em conta o carácter substancialmente complexo e não linear destas formulações e modelos, o grande desenvolvimento das ferramentas computacionais e da própria capacidade de cálculo dos computadores foram factores decisivos para a sua aplicabilidade.

5.1.3. VARIÁVEIS DE ESTADO DE TENSÃO – SOLOS SATURADOS VS. SOLOS NÃO SATURADOS

O estado de tensão de um solo saturado é completamente definido por um só conjunto de variáveis de tensão efectiva:

$$\sigma' = \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_w) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - u_w) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - u_w \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Já no caso dos solos não saturados, foi estabelecida por Fredlund e Morgenstern (1977) a necessidade de utilizar dois conjuntos independentes de variáveis de estado de tensão dos três a seguir referidos.

Lytton (segundo Fredlund, 1996) demonstrou a possibilidade de representar os tensores associados a cada um dos três estados de tensão da seguinte forma:

$$\text{Estado de Tensão 1: } \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

$$\text{Estado de Tensão 2: } \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_w) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - u_w) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - u_w) \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

$$\text{Estado de Tensão 3: } \begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

Tendo em conta que para um solo saturado temos $u_a = u_w$ facilmente se concluiu que nesse caso os tensores de tensão (5.4) e (5.5) redundam no definido em (5.3) e que o tensor de tensão (5.6) se anula. Esta constatação confirma o estatuto de caso particular assumido pelo solo saturado. Para o caso geral, os dois tensores mais utilizados são os representados em (5.4) e (5.6).

5.2. SOLOS COLAPSÍVEIS

5.2.1. GENERALIDADES

Os solos colapsíveis podem ser definidos como aqueles que sofrem uma brusca redução do seu índice de vazios (redução de volume) quando inundados ou sujeitos a carregamento externo. Este comportamento deve-se ao rearranjo das partículas sólidas, por quebra das suas ligações. O colapso é uma deformação plástica (não recuperável) e pressupõe a ocorrência de um conjunto de factores descrito por Lawton et al. (1992):

- Solo não saturado, com estrutura aberta e parcialmente estável;
- Tensões totais suficientes para causar colapso;
- Presença de ligações cimentícias que tornam o solo estável em condições não saturadas;
- Ruptura por corte das ligações interparticulares e redução das ligações cimentícias por efeito da água.

Trata-se de um fenómeno em geral bastante rápido, embora a velocidade com que decorre dependa das características do solo (Barden et al., 1973; Clemence e Finbarr, 1981).

5.2.2. ESTRUTURA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

A resistência dos solos colapsíveis antes da inundação e do colapso dela decorrente foram explicados e ilustrados esquematicamente por Dudley (1970) e também por Clemence e Finbarr (1981). Em termos gerais pode dizer-se que a resistência é conferida por ligações de diversa natureza, que se perdem aquando da total saturação:

- Ligações de silte, em que a estrutura é mantida pela sucção actuante entre os grãos de silte e de areia, como apresentado na figura 5.1;

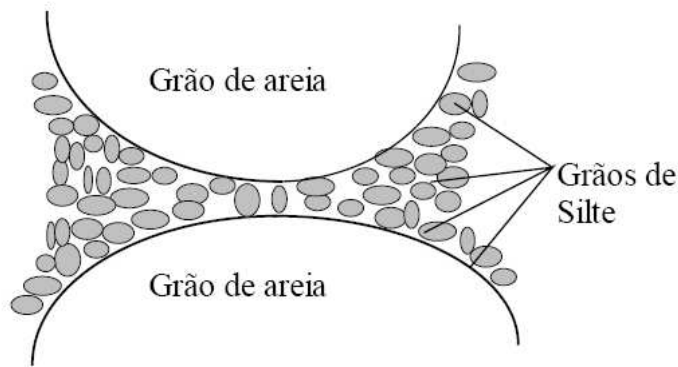


Fig. 5.1 – Ligações de silte (Dudley, 1970 citado por Futai, 1997)

- Ligações de argila, criadas por acção de meteorização que altera os minerais primários das partículas sólidas ao longo de uma fina camada exterior, formando minerais de argila, como apresentado na figura 5.2;

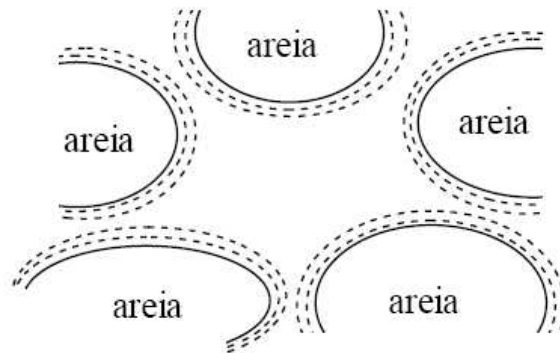


Fig. 5.2 – Ligações de argila resultantes da meteorização (Dudley, 1970 citado por Futai, 1997)

- Outro tipo de ligações de argila, criadas por lixiviação formando partículas floculadas, como apresentado na figura 5.3;

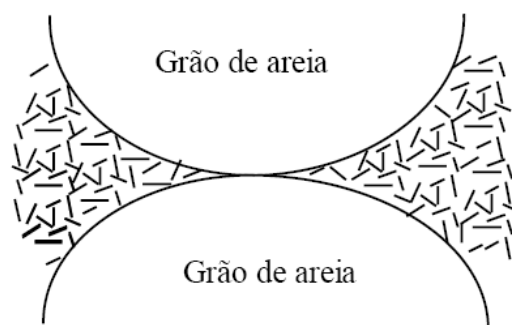


Fig. 5.3 – Ligações de argila resultantes da lixiviação (Dudley, 1970 citado por Futai, 1997)

- Pontes de argila que unem microagregações de silte ou argila entre si, como apresentado na figura 5.4;

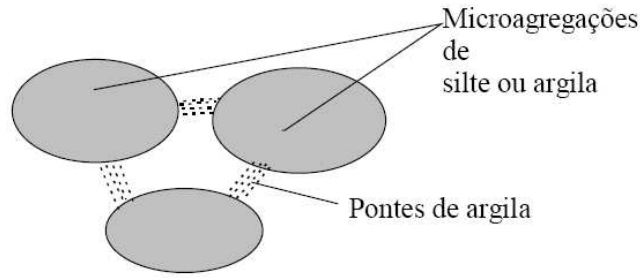


Fig. 5.4 – Pontes de argila (Clemence e Finbarr, 1981 citado por Futai, 1997)

5.3. BARCELONA BASIC MODEL

5.3.1. GENERALIDADES

O *Barcelona Basic Model* (Alonso et al., 1990) é um modelo constitutivo concebido para descrever o comportamento tensão-deformação de solos em qualquer estado de saturação. Reproduz satisfatoriamente muitas das características fundamentais do comportamento dos solos não saturados, que eram anteriormente tratadas separadamente. Para o grau de saturação de 100% o *BBM* equivale ao modelo Cam-Clay modificado.

Foi idealizado num espaço de quatro dimensões, p (tensão média), q (tensão de desvio), v (volume específico), s (sucção), sendo:

$$p = (\sigma_m - u_a) \quad (5.7)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5.8)$$

$$v = (1 + e) \quad (5.9)$$

$$s = (u_a - u_w) \quad (5.10)$$

5.3.2. INTRODUÇÃO AO *BBM*

5.3.2.1 Região elástica e curvas de cedência

A região elástica do modelo é delimitada no plano p - s pelas curvas de cedência *LC* (Loading-Collapse) e *SI* (Suction-Increase), representadas na figura 5.5.

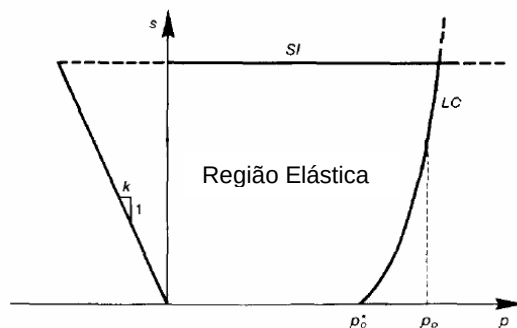


Fig. 5.5 – Curvas de cedência no plano p - s (Alonso et al., 1990)

A curva LC representa as tensões p para as quais o solo entra em cedência, em função da sucção. O valor p_0^* representa a tensão de pré-consolidação (tensão máxima já experimentada pelo solo) em condições saturadas. Relativamente à curva SI , tem ordenada constante para qualquer valor de tensão p , correspondendo essa ordenada ao valor da sucção máxima a que o solo foi submetido (s_0). A constante k representa o aumento da coesão com a sucção.

No plano p - q a região elástica é delimitada por elipses. O aspecto da zona elástica no plano p - q e no espaço p - q - s é mostrado nas figuras 5.6 e 5.7.

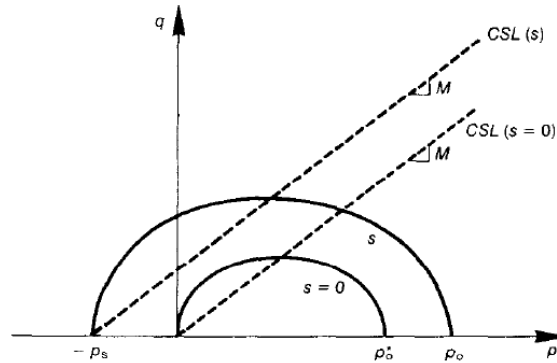


Fig. 5.6 – Curvas de cedência no plano p - q (Alonso et al., 1990)

Na figura 5.6 a sigla CSL corresponde a *Critical State Line*, designação de língua inglesa para Linha de Estados Críticos, sendo representadas duas zonas elásticas e respectivas linhas de estados críticos para um valor de sucção nulo e outro positivo. A inclinação das CSL é assumida constante e de valor igual a M . A equação das elipses é dada por:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (5.11)$$

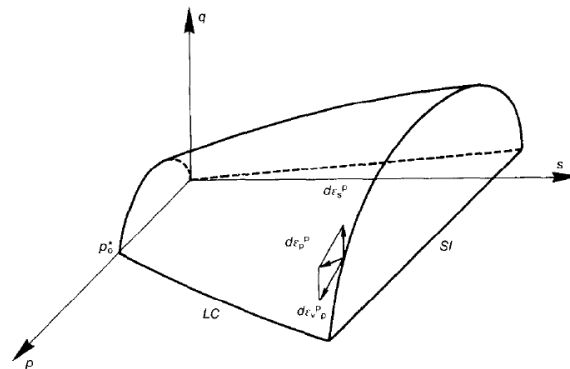


Fig. 5.7 – Superfície de cedência no espaço p - q - s (Alonso et al., 1990)

As expressões propostas no BBM para as curvas LC e SI são as indicadas em (5.12) e (5.13) respectivamente:

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{[\lambda(0)-k]/[\lambda(s)-k]} \quad (5.12)$$

$$s_0 = \text{constante} \quad (5.13)$$

5.3.2.2 Relação tensão – volume específico

Na figura 5.8 está patente a relação entre a tensão p e o volume específico v , para um valor nulo e um valor positivo de sucção. Para tensões baixas o modelo prevê uma expansão relativamente pequena no caso de inundação e para tensões elevadas prevê um colapso de valor crescente com a tensão. Embora isso não seja evidente na figura, estudos experimentais (Booth, 1975; Yudhbir, 1982) demonstraram que existe uma tensão a partir da qual a magnitude de colapso tende a decrescer.

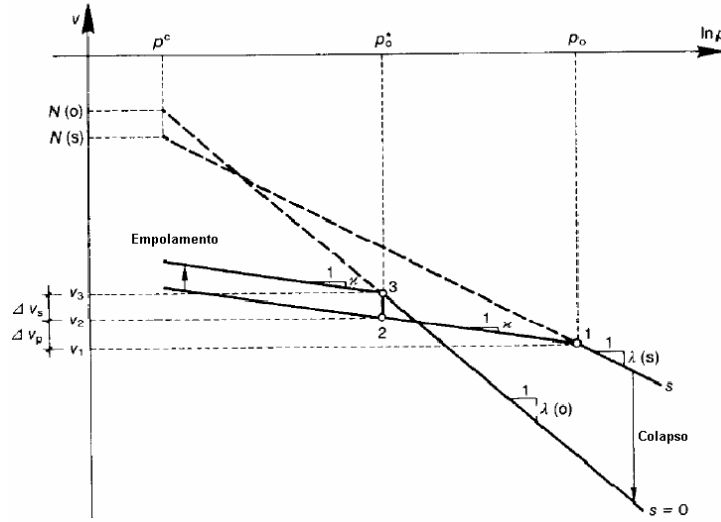


Fig. 5.8 – Relação carga – volume específico (Alonso et al., 1990)

As inclinações do ramo elástico e do ramo virgem são dadas respectivamente por k e $\lambda(s)$, sendo:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(-\beta \cdot s) + r] \quad (5.14)$$

Na expressão (x), r é uma constante relacionada com a rigidez máxima do solo para sucção infinita ($r = \lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$) e β é um parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez com a sucção.

5.3.2.3 Deformações elásticas e plásticas

No *BBM* as deformações elásticas por carregamento em p e por aumento de sucção são dadas pelas expressões (5.15) e (5.16) respectivamente:

$$d\epsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{k}{v} \frac{dp}{p} \quad (5.15)$$

$$d\epsilon_{vs}^e = \frac{k_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{at})} \quad (5.16)$$

As deformações plásticas por carregamento em p e por aumento de sucção são apresentadas respectivamente em (5.17) e (5.18):

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - k}{\nu} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.17)$$

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda(s) - k_s}{\nu} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} \quad (5.18)$$

5.3.2.4 Lei de endurecimento

A lei de endurecimento acopla as curvas de cedência LC e SI de forma a que as deformações plásticas as desloquem simultaneamente e é dada pelas duas seguintes expressões:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{\nu}{\lambda(0) - k} d\epsilon_v^p \quad (5.19)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{\nu}{\lambda_s - k_s} d\epsilon_v^p \quad (5.20)$$

5.3.2.5 Consideração de tensão de desvio não nula

O modelo impõe uma lei não associada ao plano de sucção constante para o incremento de deformação plástica associado à curva de cedência no plano p - q , sendo necessária a introdução de um parâmetro α , escolhido de tal forma que a deformação lateral seja nula para os valores de K_0 propostos por Jaky ($K_0 = 1 - \sin \phi' \approx (6 - 2.M)/(6 + M)$):

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (5.21)$$

As deformações elásticas associadas ao incremento da tensão de desvio q são dadas por:

$$d\epsilon_s^e = \frac{1}{3G} dq \quad (5.22)$$

6

ESTUDO NUMÉRICO SOBRE O COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM SOLOS NÃO SATURADOS

6.1. MOTIVAÇÃO DESTA ANÁLISE

A razão para se ter abordado a temática dos solos não saturados está intimamente ligada ao facto de parte do trabalho ter sido desenvolvido na *UPC*. Neste local de ensino e de investigação existe um pano de fundo de experiência acumulada nesta área, traduzido em modelos próprios (*BBM*), ferramentas informáticas potentes e um vasto conjunto de artigos e obras publicadas.

Procurou-se aproveitar a oportunidade proporcionada pelo *Programa Erasmus*, enriquecendo o conteúdo deste trabalho com alguns estudos numéricos que simulam o comportamento de sapatas tendo em conta o grau de saturação do solo de fundação.

6.2. EFEITO DA OCORRÊNCIA DE PRECIPITAÇÃO NUM SOLO DE FUNDAÇÃO COLAPSÍVEL PARCIALMENTE SATURADO

6.2.1. ENQUADRAMENTO

Neste ponto estuda-se a evolução temporal do assentamento de uma sapata fundada sobre um solo parcialmente saturado (Figueiredo et.al., 2008). Coloca-se especial ênfase no efeito sobre esse parâmetro proveniente da saturação total do solo, que é atingida na sequência de intensa precipitação. O comportamento do solo é modelado com o *Barcelona Basic Model*, recorrendo ao Programa *CODE_BRIGHT*. O software *GiD* é utilizado para geração das malhas para análise e tratamento gráfico dos resultados obtidos.

6.2.2. CASO MODELADO

Considerou-se uma sapata corrida fundada num solo colapsível, estando o nível freático a uma profundidade de 20 m. Abaixo deste nível o solo encontra-se totalmente saturado e acima a saturação diminui à medida que nos aproximamos da superfície, existindo portanto água e ar nos poros entre partículas de solo. Carregou-se a sapata até um dado valor e, uma vez estabilizados os assentamentos correspondentes, simulou-se a ocorrência de chuva intensa e prolongada. Desta forma a porção de solo

inicialmente não saturada foi levada na sua totalidade a um estado de completa saturação. A figura 6.1 apresenta de forma esquemática o caso estudado.

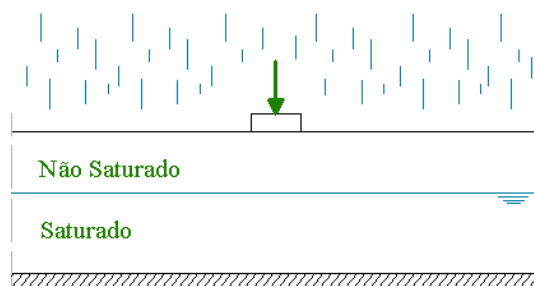


Fig. 6.1 – Caso estudado

Relativamente à sapata estudaram-se os casos de esta ser flexível e rugosa ou rígida e rugosa.

6.2.3. GEOMETRIA E MALHA

A geometria modelada coincide com a que se utilizou para o caso apresentado no ponto 4.3 e é apresentada na figura 4.1 que dele consta. Na figura 6.2 estão patentes a malha e o tipo de elemento utilizado.

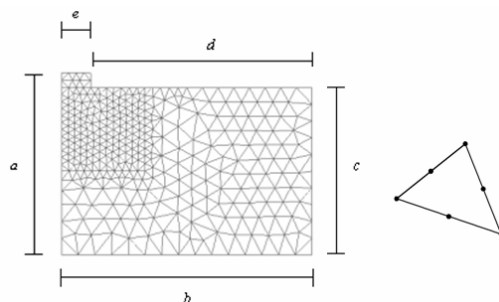


Fig. 6.2 – Malha e tipo de elemento utilizado

Tendo em conta a simetria em relação ao eixo vertical que passa pelo centro da sapata foi possível resolver numericamente o problema modelando apenas metade da geometria total.

Com base na experiência adquirida nas modelações anteriores realizadas com o GiD, optou-se por uma malha de elementos triangulares de 6 nós.

6.2.4. FASES DE MODELAÇÃO

A modelação foi feita em 5 fases. As duas primeiras preparam o modelo para que se possa iniciar a análise do problema. Consistem respectivamente na “construção” do solo, com equilíbrio de tensões, e na subida do nível freático até à posição pretendida. Na terceira fase carrega-se a sapata com carga linearmente crescente até ao valor pré-fixado. Na quarta fase os assentamentos estabilizam sob carga constante e na quinta e última fase intervém a ocorrência de chuva intensa, que se infiltra através do solo, aumentando o grau de saturação.

6.2.5. CONDIÇÕES FRONTEIRA E INICIAIS

As condições impostas nas 5 fases foram as seguintes:

Fase 1- “Construção” do solo, equilíbrio de tensões (Dia 0- Dia 1);

- Deslocamentos horizontais e verticais nulos no bordo *b* da figura 6.2;
- Deslocamento horizontal e fluxo nulos nos bordos *a* e *c* da figura 6.2;
- Pressão intersticial inicial no bordo *b*, no solo e no betão de -0.1 MPa;
- Porosidade inicial de 0.3 no solo e 0.01 no betão;
- Tensão de compressão isotrópica inicial no solo de 0.01 MPa.

Fase 2- Subida do nível freático até à posição pretendida (Dia 1- Dia 11);

- Mesmos deslocamentos e fluxos nulos que na fase 1;
- Pressão de água no bordo *b* aumenta em rampa desde -0.1 MPa até 0.2 MPa.

Fase 3- Carregamento da sapata (Dia 11- Dia 18)

- Mesmos deslocamentos e fluxos nulos que nas fases anteriores;
- Carga na sapata aumenta em rampa de 0 MPa até um valor pré-fixado;
- Manutenção da pressão intersticial no bordo *b* em 0.2 MPa.

Fase 4- Estabilização de assentamentos (Dia 18- Dia 35)

- Mesmos deslocamentos e fluxos nulos que nas fases anteriores;
- Carga na sapata constante;
- Manutenção da pressão intersticial do bordo *b* em 0.2 MPa.

Fase 5- Precipitação intensa (Dia 35- Dia 75)

- Mesmas condições que na fase 4;
- Fluxo de água prescrito no bordo *d* da figura 10.20 de 1 g/s $\Leftrightarrow$ 3.6 mm/hora $\Leftrightarrow$ 86.4 mm/dia.

A precipitação imposta é intensa e mantém-se por um período longo. Uma situação como esta tem pouca probabilidade de ocorrer realmente, mas neste caso é adequada para modelar os efeitos da variação da saturação do solo colapsível.

6.2.6. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DOS MATERIAIS

Foram modelados dois materiais, o betão e o solo, admitindo-se um comportamento elástico para o primeiro e um comportamento visco-elasto-plástico com base no *BBM* para o segundo.

Relativamente às expressões que regem as propriedades hidráulicas do solo foi seguido o modelo proposto por van Genuchten (1980).

Nos quadros 6.1 e 6.2 apresentam-se os valores adoptados para os parâmetros utilizados pelos modelos.

Quadro 6.1 – Parâmetros mecânicos do betão

	Sapata flexível	Sapata rígida
E	0.3 MPa	30 GPa
ν	0.45	0.2

Quadro 6.2 – Valores dos parâmetros do solo

Parâmetros mecânicos				Parâmetros hidráulicos	
E	50 MPa	a	3	Curva de retenção	
ν	0.3	μ_{SAT}	1	P_0	0.05 MPa
Γ	10 l/s	k_i	0.0001	σ	0.072 N/m
N	5	λ_0	0.02	λ	0.5
F_0	1 MPa	r	0.5	S_{Is}	1
b	0.3	β	12	Permeabilidade	
n	1	p^c	0.02	K_{ii}	1E-13 m ²
γ	-0.111	k_2	-0.301	k	1E-6 m/s
$(J_1^{0*})_F$	0.03 MPa	k_3	0.301	ϕ	0.3
$(J_1^{0*})_Q$	0.03 MPa			λ	3

O manual do Code_Bright (DIT-UPC 2002) contém uma listagem das equações constitutivas do modelo e dos parâmetros envolvidos.

6.2.7. RESULTADOS

6.2.7.1. Infiltração da precipitação

A infiltração da precipitação que ocorre a partir do dia 35 faz com que o solo se sature por completo. Na figura 6.3 apresenta-se o grau de saturação do solo em alguns momentos relevantes. Desta figura importa reter que no dia 60 o solo se encontra já quase totalmente saturado, com exceção da zona imediatamente por debaixo da sapata.

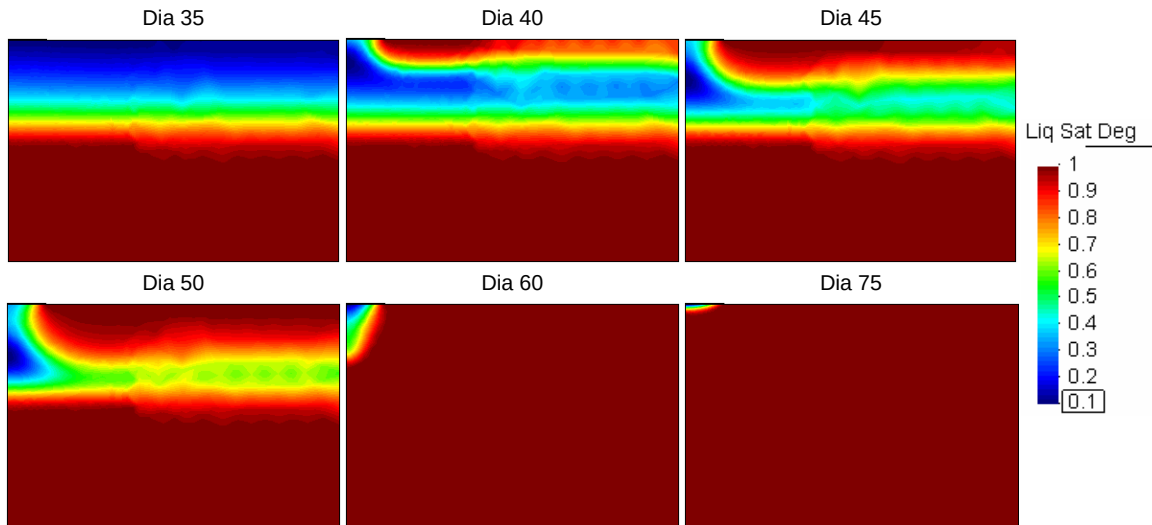


Fig. 6.3 – Evolução do grau de saturação

6.2.7.2. Deformação do solo e assentamento da sapata

A carga imposta tem como consequência a deformação do solo, que será maior para valores de carga superiores. Por outro lado, existe uma componente da deformação relacionada com a inundação do solo. Uma vez que a precipitação ocorre quando os assentamentos devidos à carga se encontram praticamente concluídos, é possível analisar com clareza os assentamentos devidos apenas à variação do grau de saturação.

Sapata flexível

Nas figuras 6.4 e 6.5 apresentam-se respectivamente as malhas deformadas para cargas distribuídas $q = 0.1$ MPa e $q = 0.2$ MPa, com sapata flexível. Representa-se a deformada devido à carga (dia 35) sobreposta à deformada que se deve ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75), representada a cor escura. A diferença entre as duas será, portanto, a contribuição devida ao colapso. Estas duas figuras permitem uma interpretação visual da evolução da deformação da malha durante a fase de saturação. O incremento de deformação que o solo sofre nesta fase é notório.

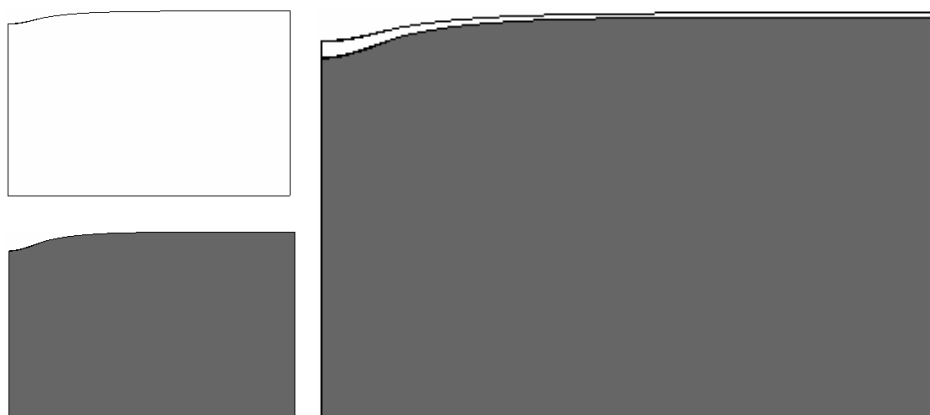


Fig. 6.4 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.1 MPa

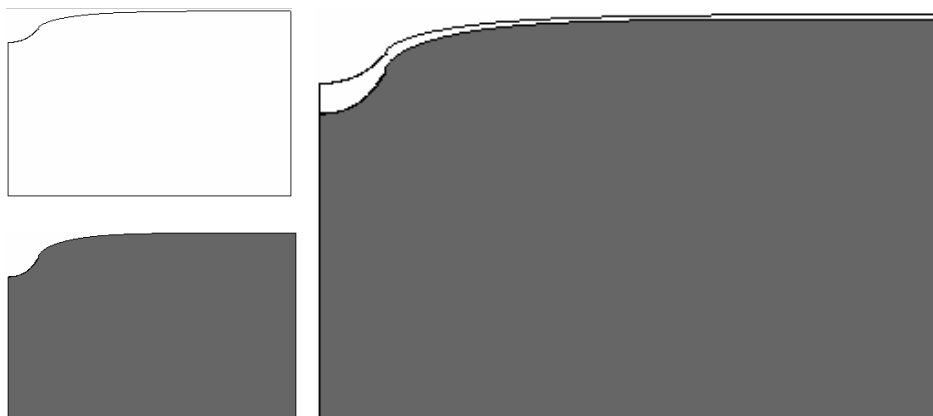


Fig. 6.5 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.2 MPa

Nas figuras 6.6 e 6.7 apresenta-se a evolução temporal do assentamento no centro da área de contacto entre o solo e a sapata. A tendência geral da evolução do assentamento é similar para as duas cargas, embora seja bastante mais marcado no caso da carga de 0.2 MPa.

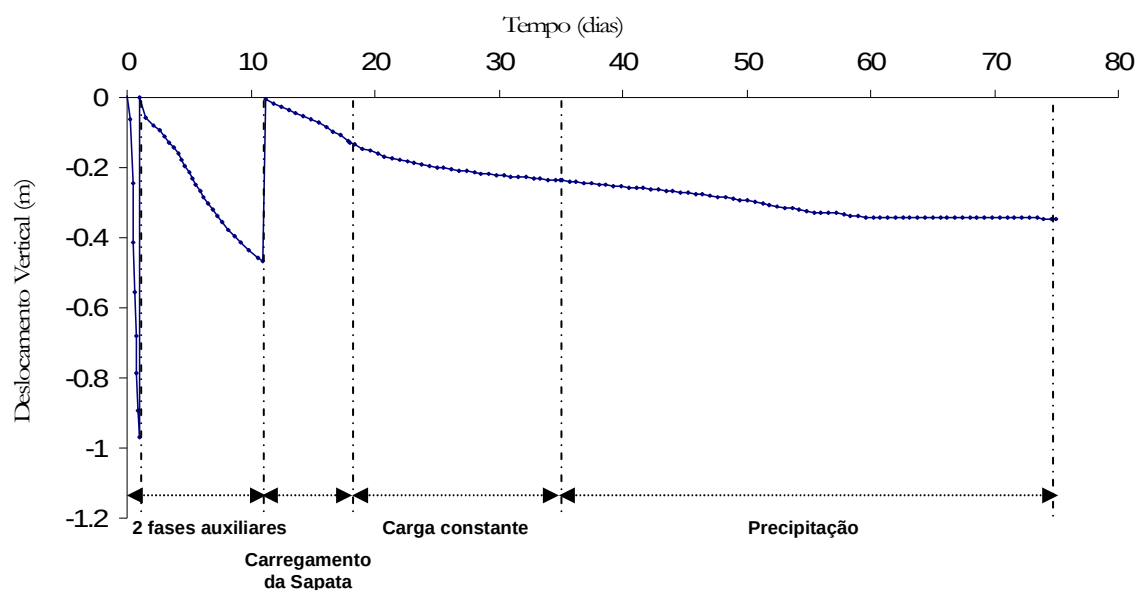


Fig. 6.6 – Evolução temporal do assentamento para $q = 0.1$ MPa (sapata flexível)

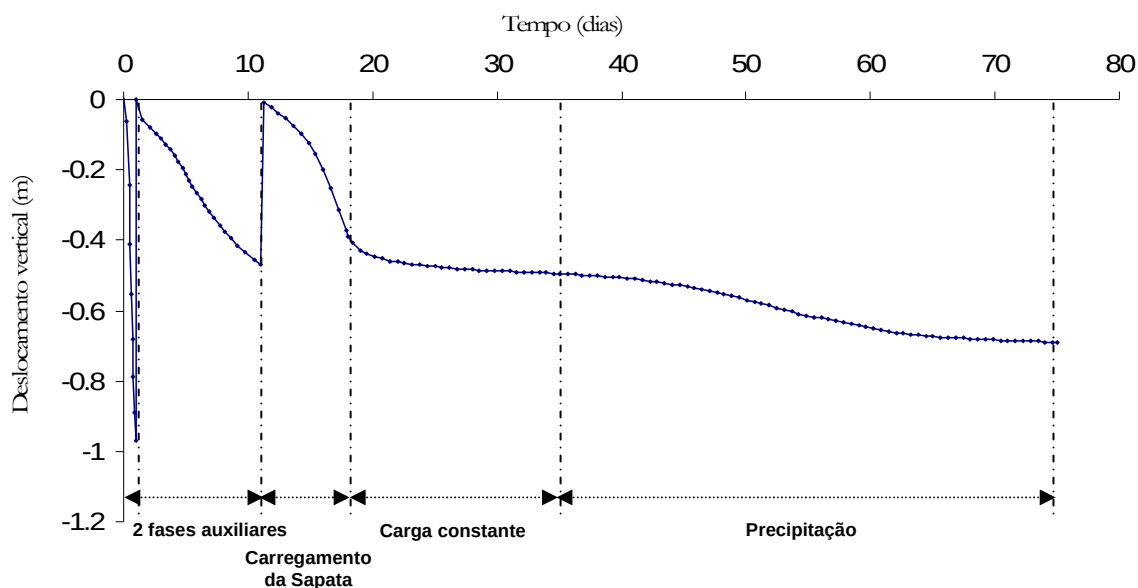


Fig. 6.7 – Evolução temporal do assentamento para $q = 0.2$ MPa (sapata flexível)

As duas fases iniciais de “construção” do solo e subida do nível freático são auxiliares na preparação do modelo, razão pela qual se opta por anular os assentamentos uma vez terminadas estas fases. A verdadeira análise tem início no dia 11, quando se aumenta a carga em rampa. Dão-se assentamentos consideráveis, que se prolongam pela fase de carga constante, entre os dias 18 e 35. No final deste período de carga constante os assentamentos estão praticamente estabilizados. Na verdade, dada a componente viscosa do modelo, tende-se para uma dada velocidade (baixa) de deformação. Esta velocidade será tanto menor quanto mais plastificado esteja o solo, comportamento que é visível ao comparar as figuras 6.6 e 6.7. Para a carga de 0.1 MPa o solo experimenta menores deformações e está menos plastificado, o que faz com que a velocidade de assentamento no final da fase de carga constante seja maior. A partir do dia 35 ocorre precipitação e a água começa a infiltrar-se, aumentando a saturação do solo e baixando a sua resistência. Próximo do dia 60 o solo encontra-se quase totalmente saturado e os assentamentos começam a estabilizar.

Os deslocamentos verticais da sapata flexível cuja causa é atribuível à ocorrência de precipitação representam para a carga de 0.1 MPa 31.3 % dos assentamentos totais (excluindo as duas fases auxiliares) e para carga de 0.2 MPa representam 28.3 %.

Sapata rígida

Nas figuras 6.8 e 6.9 estão representadas as malhas deformadas para o caso de sapata rígida e valores médios de carga de 0.1 MPa e 0.2 MPa, respectivamente. Estão sobrepostas as deformações nos dias 35 e 75, de forma a ilustrar o efeito da variação da saturação no comportamento do solo. De novo se pode verificar a importância dos assentamentos devidos ao colapso. Estas duas malhas permitem também, por comparação com as das figura 6.4 e 6.5, mostrar as diferenças de comportamento entre a sapata rígida e a sapata flexível, verificando-se uma total homogeneidade de assentamentos na área de contacto entre o solo e a sapata rígida.

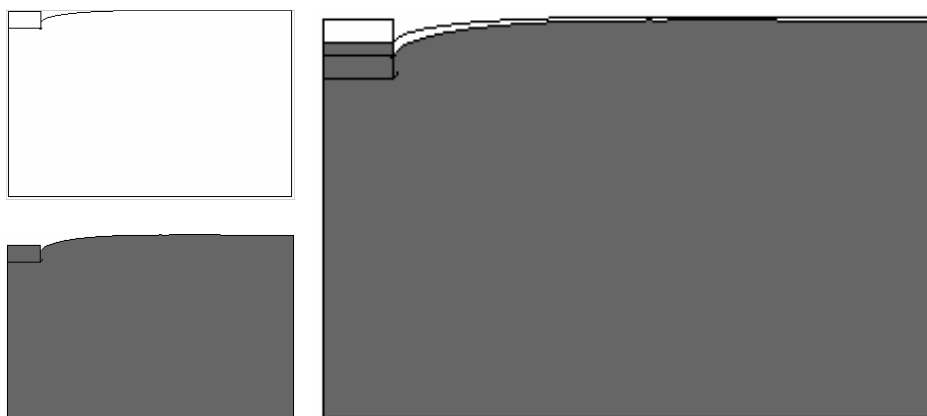


Fig. 6.8 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.1 MPa

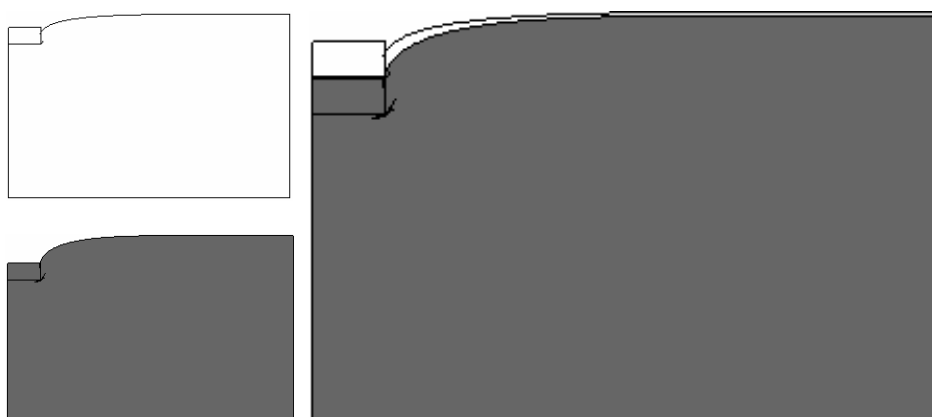


Fig. 6.9 – Deformação do solo devida à carga (dia 35) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 75). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.2 MPa

Nas figuras 6.10 e 6.11 representa-se a evolução do deslocamento vertical no centro dessa mesma área.

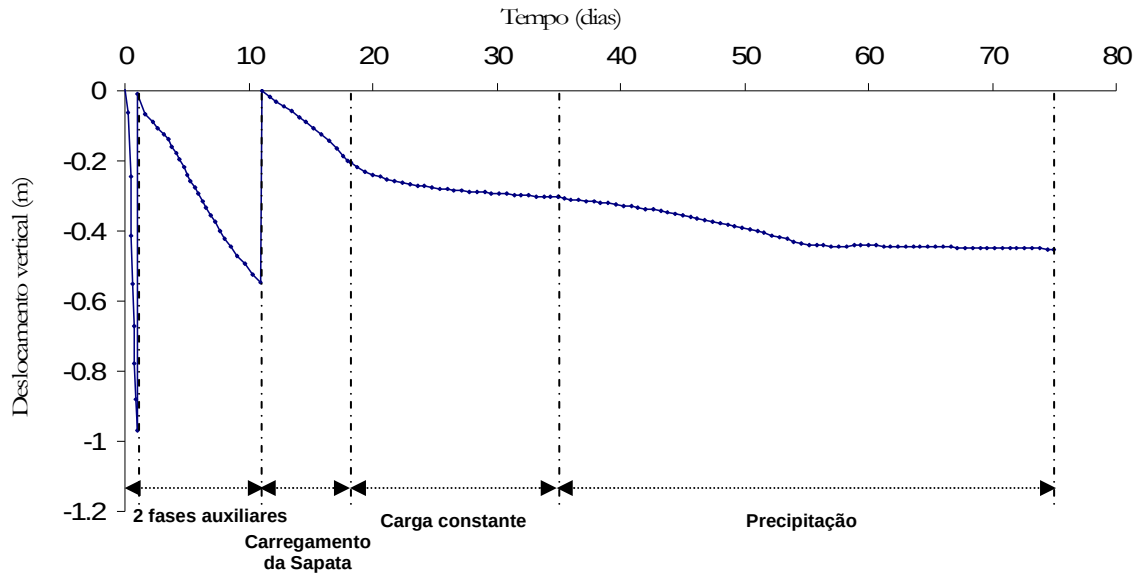


Fig. 6.10 - Evolução temporal do assentamento para $q = 0.1$ MPa (sapata rígida)

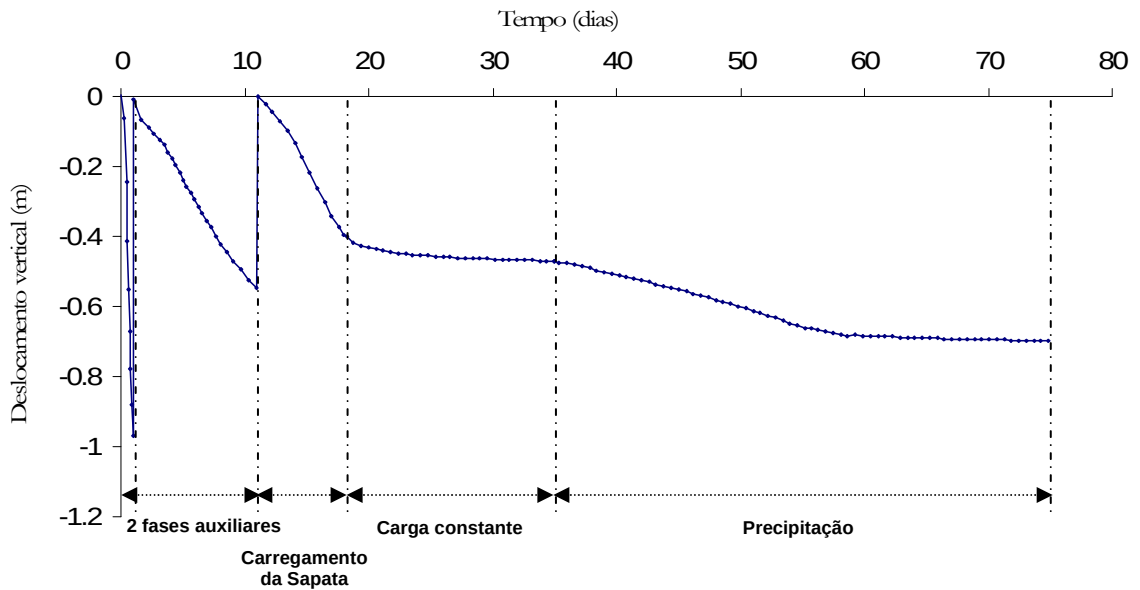


Fig. 6.11 - Evolução temporal do assentamento para $q = 0.2$ MPa (sapata rígida)

A análise destas duas figuras é paralela à que foi feita para as figuras 6.6 e 6.7, embora os resultados obtidos para a sapata rígida revelem uma transição menos suave de assentamento estabilizado para colapso e de novo para assentamento estabilizado.

Os deslocamentos verticais devidos à saturação total do solo no caso da sapata rígida e carga de 0.1 MPa representam 32.7 % do assentamento total e para a carga de 0.2 MPa representam 32.6 %.

Na figura 6.12 apresenta-se a evolução da porosidade do solo imediatamente sob o ponto médio da sapata, ao longo das 5 fases de modelação, para sapata flexível e carga 0.2 MPa. A porosidade é directamente relacionável com o índice de vazios através da expressão:

$$\phi = \frac{e}{1+e} \quad (6.1)$$

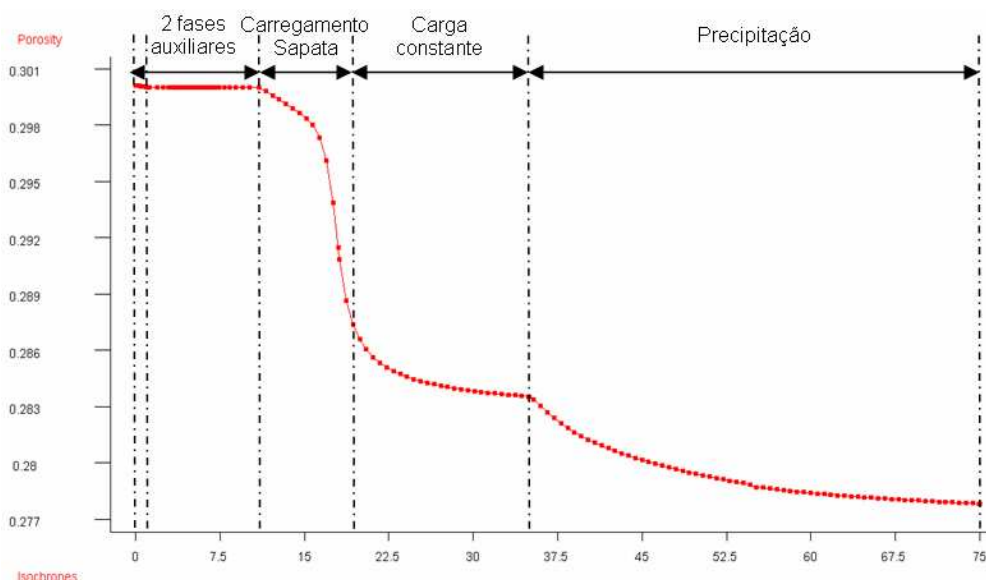


Fig. 6.12 – Evolução temporal da porosidade (exemplo para sapata flexível e carga 0.2 MPa)

A figura 6.12 é útil pois mostra claramente o colapso que ocorre quando se inicia a inundação do solo, ao dia 35. A porosidade (e, consequentemente, o índice de vazios), que havia já estabilizado após a redução devida à carga, sofre um decréscimo acentuado que é directamente atribuível ao aumento do grau de saturação. Por volta do dia 60, estando o solo já quase totalmente saturado, a porosidade tende a estabilizar.

6.2.8. CONCLUSÕES

Estudou-se o efeito da saturação total no comportamento de um solo de fundação colapsível parcialmente saturado, sob uma sapata rígida e sob uma sapata flexível. O modelo reproduziu e resolveu com sucesso o problema de fluxo e deformação proposto.

Mostrou-se a possibilidade de uma estrutura fundada num solo com estas características, em boas condições antes de chuva intensa e prolongada, sofrer danos consideráveis quando aumenta a saturação do solo. Os assentamentos directamente relacionáveis com a precipitação constituem uma fracção substancial dos assentamentos totais, cerca de um terço.

Por outro lado, o facto de se considerar fundação rígida ou flexível teve pouca relevância no efeito da saturação sobre os assentamentos.

6.3. EFEITO DA OCORRÊNCIA DE ROTURA DE UMA CONDUTA NUM SOLO DE FUNDAÇÃO COLAPSÍVEL PARCIALMENTE SATURADO – ANÁLISE DE ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS

6.3.1. ENQUADRAMENTO

Estuda-se o efeito da ocorrência de rotura de uma conduta localizada sob uma fundação directa de um edifício construído sobre um solo colapsível não saturado, particularmente no que diz respeito a assentamentos diferenciais e danos estruturais que daí possam advir. O comportamento do solo é modelado com o *Barcelona Basic Model*, recorrendo ao Programa *CODE_BRIGHT*. A geração de dados para análise e o tratamento dos resultados obtidos faz-se com recurso ao *GiD*.

Pretendeu-se com esta análise aplicar o modelo a uma situação mais concreta, não apenas de uma sapata genérica mas já a um edifício com fundações de geometria bem definida, com parâmetros de resistência do betão correntes.

6.3.2. CASO MODELADO

Considerou-se um conjunto de fundações directas de um edifício, supostas de desenvolvimento infinito, fundado num solo colapsível. O nível freático encontra-se a uma profundidade de 20 metros, pelo que a porção superior do solo se encontra não saturada. Impõem-se cargas nas fundações (3 casos com valores distintos de carga) que simulam o peso da superestrutura e supõe-se que a determinado instante na vida do edifício a conduta que se localiza sob a sapata central, a 1 metro de profundidade, sofre uma rotura com perda de água para o solo. Desta forma, o grau de saturação da zona envolvente à conduta sofre um incremento que conduz a que o solo evidencie um fenómeno de colapso.

Refira-se que o modelo realizado não tem em conta a rigidez da superestrutura do edifício, assemelhando-se mais a uma estrutura isostática. A hiperstaticidade dos edifícios contribui para a redução dos assentamentos diferenciais. Em todo o caso, consegue-se por esta via uma razoável aproximação, com considerável economia de tempo de modelação.

A figura 6.13 apresenta de forma esquemática o caso estudado.

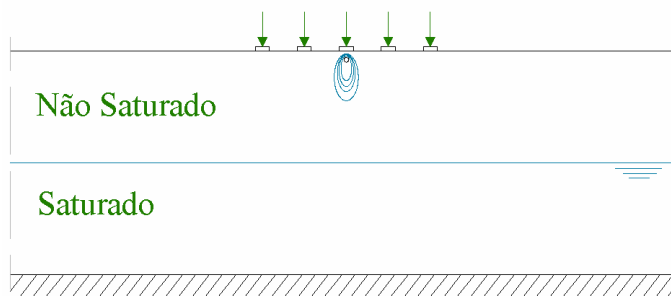


Fig. 6.13 – Caso estudado

6.3.3. GEOMETRIA E MALHA

A geometria modelada é a esquematizada na figura 6.14 e a malha e tipo de elemento utilizados apresentam-se na figura 6.15. A altura das sapatas é de 0.8 metros.

6.3.5. CONDIÇÕES FRONTEIRA E INICIAIS

Adicionalmente às condições impostas nas 4 fases iniciais, descritas no ponto 6.2.5, as condições fronteira na 5ª e última etapa foram as seguintes:

Fase 5- Rotura da Conduta (Dia 50- Dia 150)

- Mesmas condições que na fase 4;
- Fluxo de água prescrito no eixo de simetria vertical da conduta de 1 g/s.

6.3.6. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS E HIDRÁULICAS DOS MATERIAIS

Pelo facto de se pretender aqui dar um carácter mais prático e real, optou-se por modelar as fundações apenas com os parâmetros mecânicos correntes para o betão e na sua geometria real, o que corresponde ao caso de sapata rígida estudado no ponto 6.2. Os parâmetros mecânicos e hidráulicos do solo são os usados nesse mesmo ponto. Os valores adoptados estão discriminados nos quadros x e x em 6.2.6.

6.3.7. RESULTADOS

6.3.7.1. Aumento do grau de saturação em redor da conduta

A infiltração da água que se escapa da conduta a partir do dia 50 faz com que o grau de saturação da porção do solo em seu redor aumente consideravelmente. Na figura 6.16 apresenta-se o grau de saturação do solo ao dia 50 e no final da modelação, no dia 150.

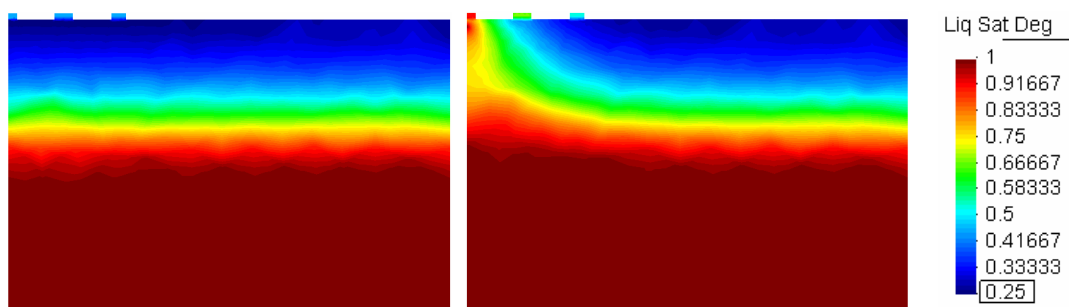


Fig. 6.16 – Evolução do grau de saturação

A rotura da conduta tem um impacto considerável, saturando totalmente a zona imediatamente em seu redor e aumentando consideravelmente o grau de saturação na zona subjacente, com influência directa sobre a sapata central. A zona interessada pela sapata extrema, pelo contrário, quase não sofre alteração do seu grau de saturação.

6.3.7.2. Deformação do solo e assentamento das sapatas

Carga de 100 kPa

A figura 6.17 mostra a deformação do solo devida à carga (a branco) e a deformação no final da modelação, devida à carga de 0.1 MPa e ao colapso por saturação (a cinzento). O incremento de deformação associado à infiltração da água proveniente da conduta, representado pelo diferencial entre as duas deformações, é notório.



Fig. 6.17 – Deformação do solo devida à carga (dia 50) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 150). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.1 MPa

Na figura 6.18 apresenta-se a evolução dos assentamentos sob as sapatas, para carga de 0.1 MPa.

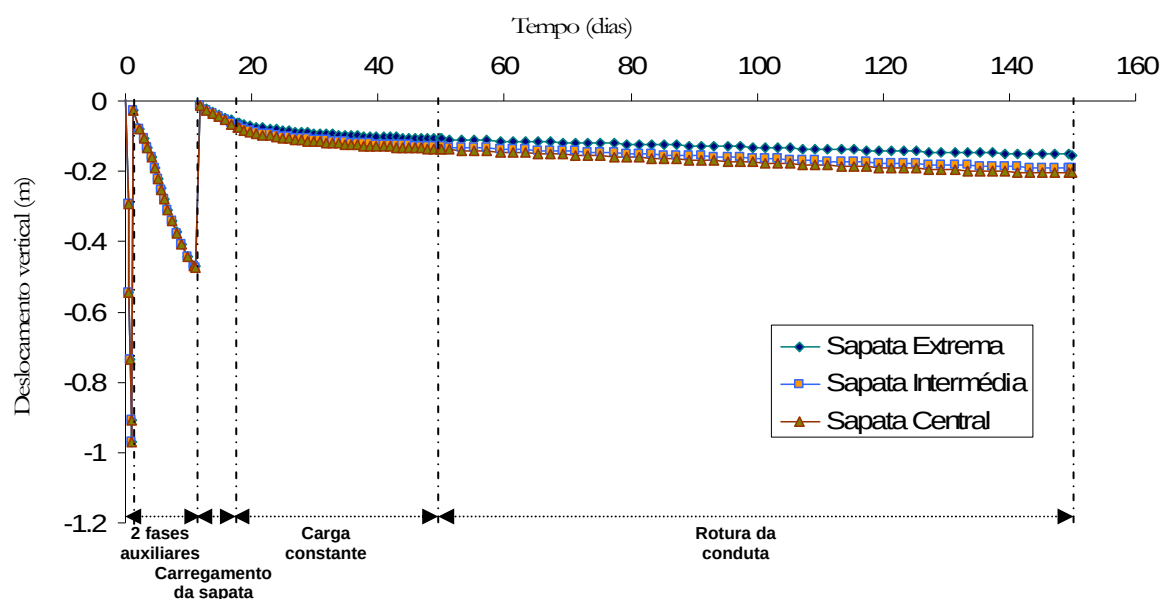


Fig. 6.18 – Evolução temporal dos assentamentos sob as sapatas. Carga de 0.1 MPa

Nos quadros 6.3 e 6.4 apresentam-se respectivamente os assentamentos absolutos e os assentamentos diferenciais, discriminando os totais daqueles que se devem apenas à carga.

Quadro 6.3 – Assentamentos absolutos – carga de 0.1 MPa

Sapata	Assentamento (m)	
	Carga	Carga+Rotura Conduta
Central	-0.1369	-0.2057
Intermédia	-0.1298	-0.1916
Extrema	-0.1082	-0.1528

Quadro 6.4 – Assentamentos diferenciais – carga de 0.1 MPa

Assentamento Diferencial (m)			
	Carga	Carga+Rotura da Conduta	Aumento
Central-Intermédia	-0.0071	-0.0141	100.2%
Central-Extrema	-0.0287	-0.0529	84.3%
Intermédia Extrema	-0.0216	-0.0388	79.2%

No quadro 6.5 apresenta-se o valor do assentamento diferencial máximo e do coeficiente de distorção angular, obtidos pelas expressões:

$$S_{dif} = S_{máx} - S_{mín} \quad (6.2)$$

$$\alpha = \frac{S_{dif}}{l} \quad (6.3)$$

Quadro 6.5 – Assentamentos diferenciais máximos e coeficiente de distorção angular – carga de 0.1 MPa

Assentamento Diferencial (m)			α
Carga	-0.0287		1/525
Carga+Rotura Conduta	-0.0529		1/285

Carga de 150 kPa

Na figura 6.19 apresenta-se a figura correspondente à deformação do solo, para carga aplicada nas fundações de 0.15 MPa. A deformação devida à carga é, naturalmente, maior.



Fig. 6.19 – Deformação do solo devida à carga (dia 50) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 150). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.15 MPa

A evolução dos assentamentos sob as sapatas é mostrada na figura 6.20.

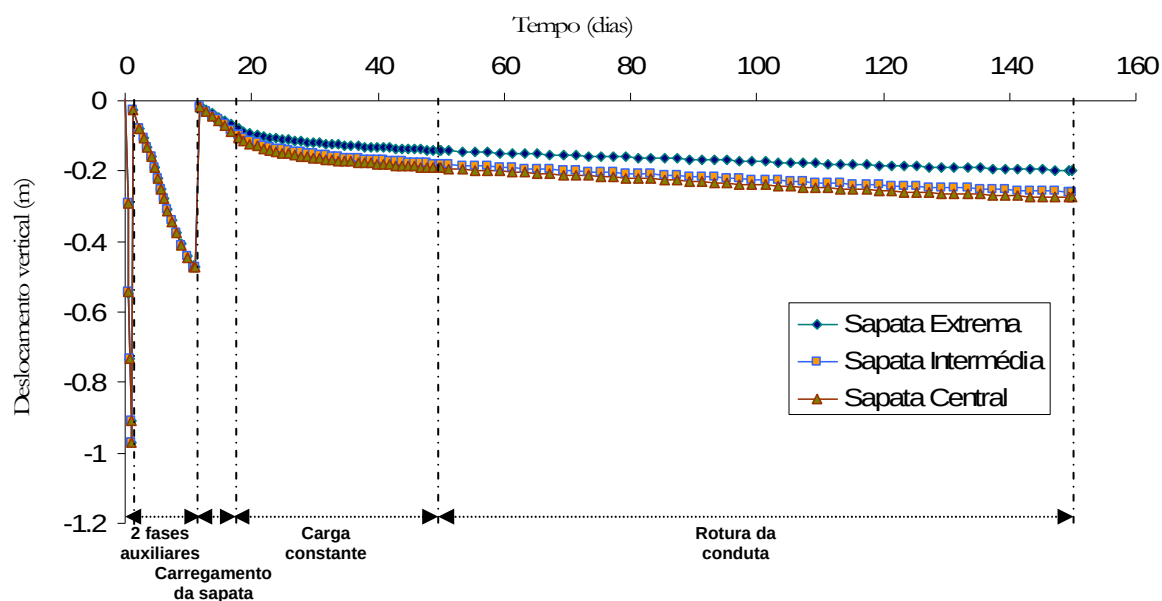


Fig. 6.20 – Evolução temporal dos assentamentos sob as sapatas. Carga de 0.15 MPa

Nos quadros 6.6, 6.7 e 6.8 apresentam-se os resultados que foram obtidos na análise numérica relativos a assentamentos diferenciais e coeficiente de distorção angular, para este nível de carga.

Quadro 6.6 – Assentamentos absolutos – carga de 0.15 MPa

Assentamento (m)		
Sapata	Carga	Carga+Rotura Conduta
Central	-0.1908	-0.2757
Intermédia	-0.1799	-0.2588
Extrema	-0.1412	-0.1982

Quadro 6.7 – Assentamentos diferenciais – carga de 0.15 MPa

Assentamento Diferencial (m)			
	Carga	Carga+Rotura da Conduta	Aumento
Central-Intermédia	-0.0108	-0.0169	56.2%
Central-Extrema	-0.0496	-0.0775	56.4%
Intermédia Extrema	-0.0387	-0.0606	56.5%

Quadro 6.8 – Assentamentos diferenciais máximos e coeficiente de distorção angular – carga de 0.15 MPa

Assentamento Diferencial (m)		
		α
Carga	-0.0496	1/300
Carga+Rotura Conduta	-0.0775	1/190

Carga de 200 kPa

Na figura 6.21 apresenta-se a figura correspondente, agora para carga aplicada nas fundações de 0.2 MPa.



Fig. 6.21 – Deformação do solo devida à carga (dia 50) e devida ao efeito combinado da carga e do colapso por saturação (dia 150). Factor de ampliação 15x. Carga de 0.2 MPa

A figura 6.22 mostra a evolução dos assentamentos sob as sapatas.

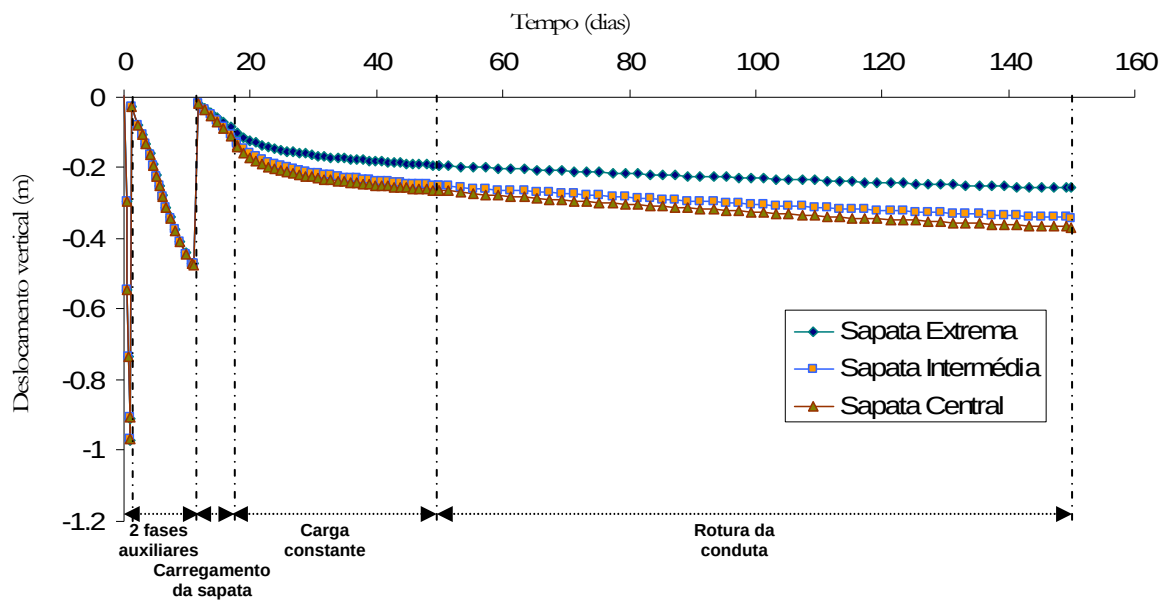


Fig. 6.22 – Evolução temporal dos assentamentos sob as sapatas. Carga de 0.2 MPa

Os resultados obtidos relativamente a assentamentos diferenciais e coeficiente de distorção angular para carga de 0.2 MPa estão patentes nos quadros 6.9 a 6.11.

Quadro 6.9 – Assentamentos absolutos – carga de 0.2 MPa

Assentamento (m)		
Sapata	Carga	Carga+Rotura Conduta
Central	-0.2635	-0.3671
Intermédia	-0.2508	-0.3408
Extrema	-0.1925	-0.2570

Quadro 6.10 – Assentamentos diferenciais – carga de 0.2 MPa

Assentamento Diferencial (m)			
	Carga	Carga+Rotura da Conduta	Aumento
Central-Intermédia	-0.0127	-0.0263	107.5%
Central-Extrema	-0.0710	-0.1101	55.1%
Intermédia-Extrema	-0.0583	-0.0838	43.7%

Quadro 6.11 – Assentamentos diferenciais máximos e coeficiente de distorção angular – carga de 0.2 MPa

Assentamento Diferencial (m)			α
Carga	-0.0710		1/215
Carga+Rotura Conduta	-0.1101		1/135

O incremento do coeficiente de distorção angular relacionado com a rotura da conduta é considerável, para qualquer dos três valores de carga.

6.3.8. ORDENS DE GRANDEZA DE DISTORÇÕES ANGULARES ADMISSÍVEIS

Bjerrum (1963) associou valores de distorção angular a danos prováveis em edifícios. O quadro 6.12 resume o estudo elaborado por este investigador.

Quadro 6.12 – Danos associados à distorção angular

Distorção angular - α	Indicações
1/750	Limite para maquinarias sensíveis
1/600	Limite para estruturas com contraventamentos em diagonal
1/500	Limite para fissuração de revestimentos de edifícios
1/300	Limite para fissuração de paredes não resistentes; dificuldades com funcionamento de pontes rolantes
1/250	Rotação de edifícios altos e rígidos começa a ser visível
1/150	Fissuração considerável em paredes não resistentes; limite para paredes flexíveis de tijolo, $h/l < 1/4$; limite (provável) de danos em estruturas de edifícios correntes

O Eurocódigo 7 apresenta, no anexo H, valores limite para o coeficiente de distorção angular consentâneos com a proposta de Bjerrum. Refere o valor 1/500 como o limite admissível para o bom

funcionamento da estrutura, 1/300 como o valor para o qual ocorrerá um estado limite de utilização e 1/150 como o valor provável para a ocorrência de estado limite último.

Comparando os resultados obtidos das análises numéricas com os valores indicados por Bjerrum, pode-se concluir que as fundações não deverão ultrapassar uma tensão de 0.1 MPa uma vez que para valores de carga maiores o coeficiente de distorção angular devido apenas à interacção entre as fundações já excede o valor de $1/500=0.002$ referido como o limite para fissuração de revestimento de edifícios, o que implicaria desde logo patologias importantes que vão desde a deterioração do aspecto da fachada à penetração de humidade. Por outro lado é notório que, para carga de 0.1 MPa, antes de ocorrer a rotura da conduta o valor de α está abaixo daquele limite (embora perto dele) e no final da modelação, devido ao colapso, já se ultrapassou inclusivamente o limite para fissuração de paredes não resistentes. Com carga de 0.15 MPa antes da rotura da conduta α está perto deste limite e após o aumento da saturação já se ultrapassou o valor para o qual rotação de edifícios altos e rígidos começa a ser visível. Com carga de 0.2 MPa ao acontecer a rotura da conduta o edifício passa de uma situação em que está de pé embora com graves danos e patologias para outra em que é ultrapassado o limite provável de danos em estruturas de edifícios correntes.

6.3.9. CONCLUSÕES

Estudou-se o efeito da rotura de uma conduta localizada sob uma fundação de um edifício, com perda de água para o solo envolvente.

Avaliou-se a magnitude dos assentamentos diferenciais que ocorrem pela interacção entre as cargas nas fundações e pela ocorrência de colapso por aumento do grau de saturação na zona da sapata central. O efeito da rotura da conduta incrementa significativamente aquele parâmetro. Tendo em conta os valores de distorção angular descritos na bibliografia, pode concluir-se que no caso analisado a tensão aplicada não deve exceder 100 kPa e que para este valor de carga a rotura da conduta é suficiente para provocar danos consideráveis na estrutura.

A existência de uma conduta por debaixo de uma sapata deve, logicamente, ser evitada não só por problemas como os descritos mas desde logo por uma questão de manutenção da própria conduta. A realidade, no entanto, é que muitas vezes não é feito o registo do traçado destas infra-estruturas, ou ele não está disponível a quem posteriormente erege uma obra nos terrenos onde elas são instaladas, o que, numa confluência de situações pouco felizes como o facto de o solo ser altamente colapsável e ocorrer rotura da conduta, pode ter consequências graves.

6.4. ENSAIOS EDMÉTRICOS COM INUNDAÇÃO

6.4.1. ENQUADRAMENTO

É no confronto com casos documentados em que se conhecem os valores dos parâmetros dos materiais que se pode validar um modelo, por comparação entre os valores obtidos numericamente e os dados medidos. Por outro lado, ao longo do desenvolvimento deste trabalho surgiu a noção de que o verdadeiro interesse das modelações numéricas se relaciona com o estudo de casos práticos reais.

Assim procurou-se, dentro das limitações de dados disponíveis e acessíveis a alunos a frequentar Mestrado Integrado, obter resultados reais com os quais confrontar os resultantes das análises com recurso ao método dos elementos finitos. A escolha recaiu sobre o tipo de ensaio mais relacionado com as duas situações analisadas de carga de fundação em solo não saturado: os ensaios edométricos com inundação. Elaborou-se um modelo numérico que simula este ensaio e procurou-se um ajuste tão

bom quanto possível entre os dados reais e a resposta do solo modelado, fazendo variar os seus parâmetros. Sendo claro que para ter maior confiança nos valores finais adoptados seria indicado cruzar informação entre vários tipos de ensaios laboratoriais ou *in situ*, o ensaio edométrico com inundação tem pelo menos a vantagem de se relacionar com duas variáveis chave nos dois casos de estudo anteriores: deformabilidade e colapsibilidade.

O estudo de solos não saturados e da variação da sua saturação pode ser uma boa ferramenta no projecto de edifícios importantes e de estruturas sensíveis como barragens, canais ou depósitos de água. Nestes últimos casos pequenos assentamentos podem provocar as primeiras fissuras, que permitirão a saturação do solo por infiltração de água, dando origem a um ciclo potencialmente destrutivo. Terá interesse verificar a adequabilidade deste modelo à simulação de casos de estudo reais (Alonso e Olivella, 2006), caminhando no sentido de um conhecimento mais aprofundado do comportamento dos solos não saturados, mas o facto de este género de estudo implicar a disponibilidade de dados resultantes de monitorizações inviabilizou-o à partida.

6.4.2. METODOLOGIA

Como primeira abordagem, optou-se por reproduzir um estudo realizado por Arnedo (2005), em que são publicados os parâmetros obtidos para um solo silto-argiloso da região da Catalunha, Espanha. Este investigador fez uma análise unidimensional que simula um ensaio edométrico com inundação.

Num segundo passo fez-se um estudo paramétrico procurando ganhar sensibilidade para o efeito de cada um dos parâmetros que o *BBM* envolve (um conjunto bastante alargado, como já foi referido) sobre a curva do ensaio edométrico. Esta maior compreensão permitiu ajustar ligeiramente os valores adoptados por Arnedo.

Por último, procurou-se modelar um solo localizado no estado de Mato-Grosso no Brasil, descrito por Futai (1997), do qual não estava publicada a generalidade de parâmetros aplicáveis ao *BBM*.

Ambas as análises são feitas com recurso a uma malha bidimensional, utilizando o modelo *BBM* com parâmetros de elasticidade não linear, o *CODE_BRIGHT*, e o *GiD*.

6.4.3. GEOMETRIA, MALHA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

A geometria considerada foi a de uma caixa para ensaio edométrico de dimensões correntes. Fizeram-se estudos com axissimetria e também supondo desenvolvimento infinito, obtendo resultados consistentes num e noutro caso. Toda a informação apresentada corresponde à consideração de desenvolvimento infinito.

Na figura 6.23 apresenta-se a geometria modelada, a malha e o tipo de elemento utilizado.

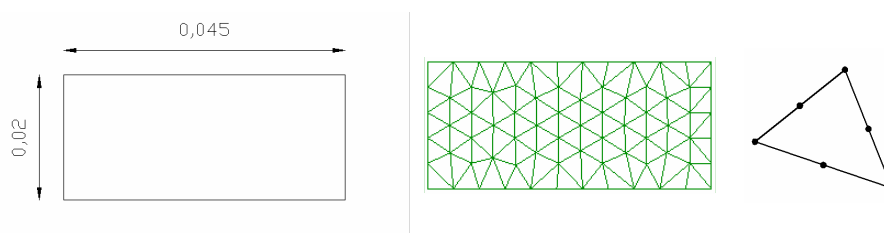


Fig. 6.23 – Geometria, malha e tipo de elemento utilizado

As condições de fronteira são:

- impedimento de deslocamentos verticais na fronteira inferior;
- impedimento de deslocamentos horizontais nos bordos laterais;
- compressão isotrópica inicial de valor igual ao primeiro escalão do ensaio edométrico a modelar;
- carga inicial sobre o bordo superior de valor igual ao primeiro escalão de carga do ensaio edométrico;
- pressão de água nos poros no bordo inferior de valor consentâneo com a humidade inicial com que se realiza o ensaio edométrico;
- carga sobre o bordo superior varia de forma a simular os escalões do ensaio;
- no escalão de inundação a pressão de água nos poros aumenta de forma a atingir a saturação.

6.4.4. SOLOS ESTUDADOS

6.4.4.1. Silte argiloso de Segarra-Garrigues

O estudo realizado por Arnedo sobre este silte argiloso está relacionado com o projecto e construção do canal de adução de Segarra-Garrigues, que abastece estas duas povoações localizadas na província de Lérida, na Catalunha. No seu troço final, o canal atravessa vales onde estão depositados solos silto-argilosos provenientes da erosão das encostas por fortes chuvadas. Estes materiais, pela sua estrutura aberta e baixa densidade, têm um grande potencial de colapsibilidade, podendo provocar deformações inaceitáveis para o correcto funcionamento do canal. De resto, este tipo de problema é bastante comum na zona do vale do rio Ebro, com vários casos de rotura de canais. Um exemplo bastante conhecido é o do canal de Terreu (construído em 1969), que experimentou uma rotura generalizada por colapso do solo de fundação, devido em primeira instância ao aumento do grau de saturação por infiltração de precipitação e posteriormente por perdas da própria água transportada pelo canal, atingindo assentamentos superiores a 1.5 metros.

Os parâmetros adoptados por Arnedo são apresentados no quadro 6.13 e os valores finais após o estudo paramétrico estão patentes no quadro 6.14.

Quadro 6.13 – Valores dos parâmetros do solo de fundação do canal Segarra-Garrigues adoptados por Arnedo

Parâmetros mecânicos				Parâmetros hidráulicos	
k	0.015	a	3	Curva de retenção	
k_s	0.001				
ν	0.35	μ_{SAT}	1.07	P_0	0.002 MPa
K_{min}	1			σ_0	0.072 N/m
Γ	30 l/s	k_i	0.0001	λ	0.19
N	3	λ_0	0.135	S_{rl}	0.01
F_0	1 MPa	R	0.75	S_{ls}	0.99
b	0.3	β	70	Permeabilidade	
n	1	p^c	0.01	K_{ij}	1E-13 m ²
γ	-0.111	k_2	-1.26	k	1E-6 m/s
$(J_1^{0*})_F$	0.204 MPa	k_3	1.26	ϕ_0	0.452
$(J_1^{0*})_Q$	0.204 MPa			λ	3

Quadro 6.14 – Valores dos parâmetros do solo de fundação do canal Segarra-Garrigues após ajuste

Parâmetros mecânicos				Parâmetros hidráulicos	
k	0.014	A	3	Curva de retenção	
k_s	0.001				
ν	0.4	μ_{SAT}	1.07	P_0	0.002 MPa
K_{min}	1				
Γ	30 l/s	k_i	0.0001	σ_0	0.072 N/m
N	3	λ_0	0.135	λ	0.19
F_0	1 MPa	r	0.75	S_{rl}	0.01
				S_{ls}	0.99
b	0.3	β	33	Permeabilidade	
n	1	p^c	0.0078	K_{ij}	1E-13 m ²
γ	-0.111	k_2	-1.26	k	1E-6 m/s
$(J_1^{0*})_F$	0.200 MPa	k_3	1.26	ϕ	0.452
$(J_1^{0*})_Q$	0.200 MPa			λ	3

6.4.4.2. Silte argiloso de Campo Novo dos Parecis

Na sua tese de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil, Futai estuda um solo não saturado localizado no Campo Experimental de Campo Novo dos Parecis, em Mato Grosso, no estado de Minas Gerais. Os seus objectivos eram estudar um solo natural colapsível e verificar a aplicabilidade de vários modelos para solos não saturados, entre os quais o BBM.

O solo é argiloso (fracção de argila à volta dos 60%), com areia e silte e a sua estrutura é aberta, com ligações entre grãos de areia e silte por pontes de argila.

No quadro 6.15 apresentam-se os valores adoptados na modelação deste solo.

Quadro 6.15 – Valores dos parâmetros do solo de Campo Novo dos Parecis

Parâmetros mecânicos				Parâmetros hidráulicos	
k	0.024	a	3	Curva de retenção	
k_s	0.002				
ν	0.42	μ_{SAT}	1.07	P_0	0.002 MPa
K_{min}	0.18				
Γ	5 l/s	k_i	0.0001	σ_0	0.072 N/m
N	3	λ_0	0.135	λ	0.19
F_0	1 MPa	r	0.75	S_{rl}	0.01
				S_{ls}	0.99
b	0.3	β	20	Permeabilidade	
n	1	p^c	0.005	K_{ij}	1E-13 m ²
γ	-0.111	k_2	-1.26	K	1E-6 m/s
$(J_1^{0*})_F$	0.03 MPa	k_3	1.26	ϕ	0.6587
$(J_1^{0*})_Q$	0.03 MPa			λ	3

6.4.5. RESULTADOS

6.4.5.1. Silte argiloso de Segarra-Garrigues

Os resultados obtidos com os valores de parâmetros propostos por Arnedo apresentam-se na figura 6.24 e os resultados após ajuste constam da figura 6.25.

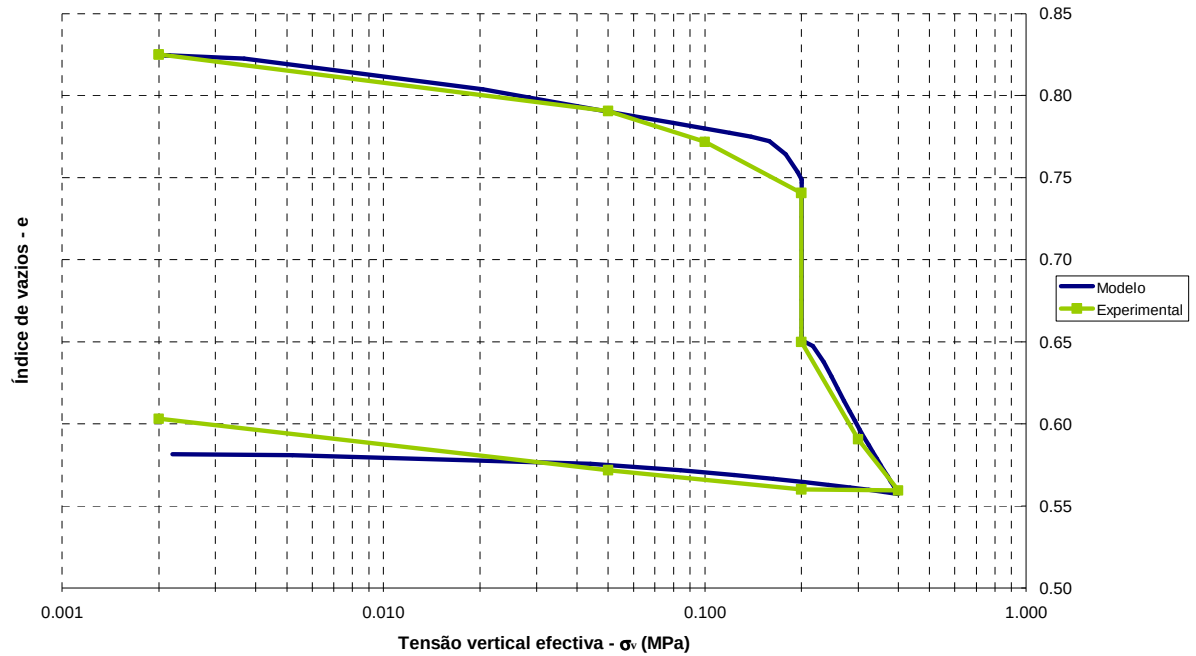


Fig. 6.24 – Confronto entre a curva obtida em laboratório e os resultados numéricos (parâmetros de Arnedo)

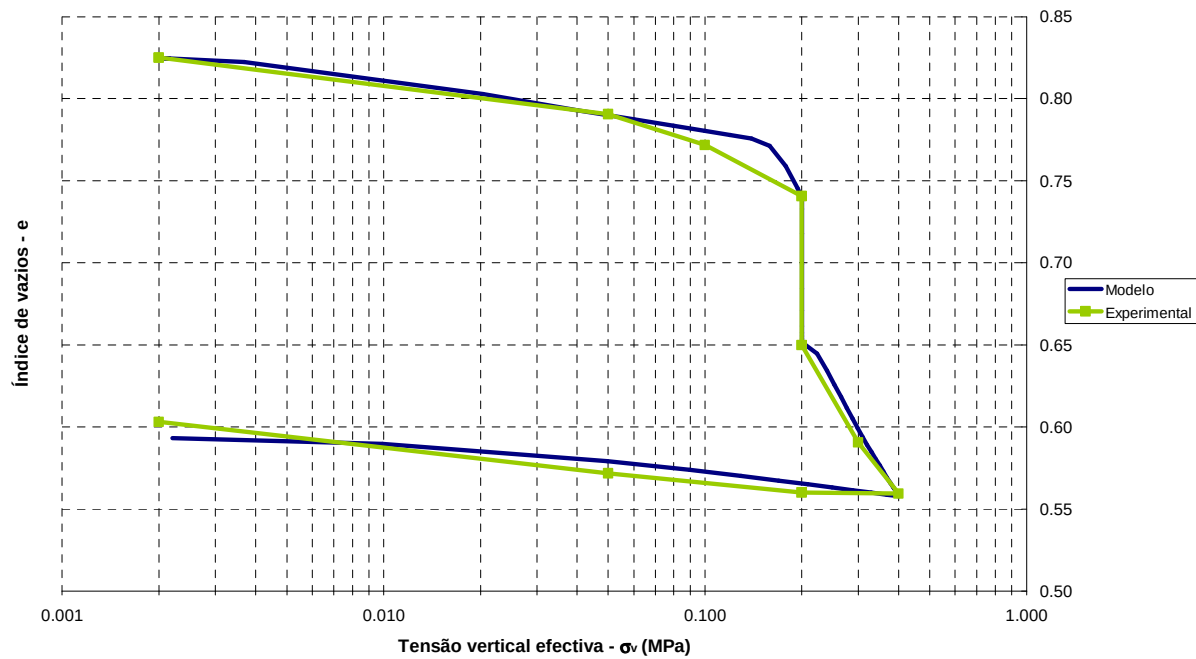


Fig. 6.25 – Confronto entre a curva obtida em laboratório e os resultados numéricos (após ajuste dos parâmetros)

A correlação entre a curva laboratorial e a curva obtida utilizando os parâmetros de Arnedo é muito satisfatória. O problema maior é a disparidade entre ambas as curvas na gama de tensões em redor da tensão de pré-consolidação, embora isso seja uma característica do próprio *BBM*, que apresenta alguma dificuldade em modelar correctamente o índice de vazios na transição de comportamento elástico para plástico. A redução de porosidade devida ao colapso foi modelada na perfeição. Fazendo um ligeiro ajuste nalguns parâmetros foi possível melhorar o valor do índice de vazios com que se atinge a tensão de 200 kPa (estava ligeiramente acima do valor real), para a qual se procede à inundação, e aproximar mais o ramo de descarga daquele que foi obtido em laboratório.

Na figura 6.26 apresenta-se a curva *LC* do solo modelado e a trajectória de tensões seguida.

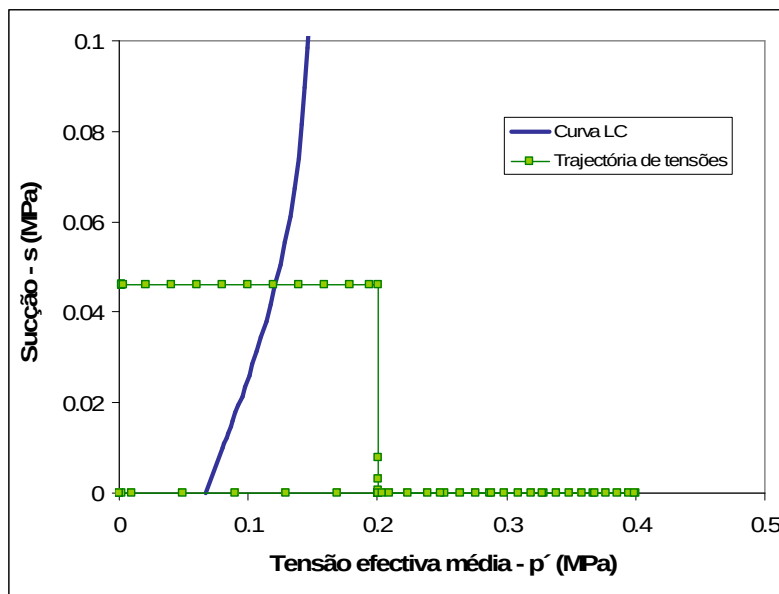


Fig. 6.26 – Curva *LC* e trajectória de tensões no plano p' - s seguida no ensaio

As deformações plásticas dão-se quando a trajectória de tensões se afasta da zona elástica definida pela curva *LC*. Assim sendo, compreende-se que esta deformação tenha tido início antes da inundação, que ocorre já bem dentro do domínio plástico. Este facto também contribui para o alto valor de colapso ocorrido quando a sucção é anulada.

6.4.5.2. Silte argiloso de Campo Novo dos Parecis

Na tentativa de modelar o comportamento de colapso por saturação do silte argiloso de Campo Novo dos Parecis foi testado um conjunto alargado de combinações de valores para os parâmetros requeridos pelo modelo. O confronto entre as curvas edométricas obtidas experimentalmente e com o modelo é apresentado na figura 6.27.

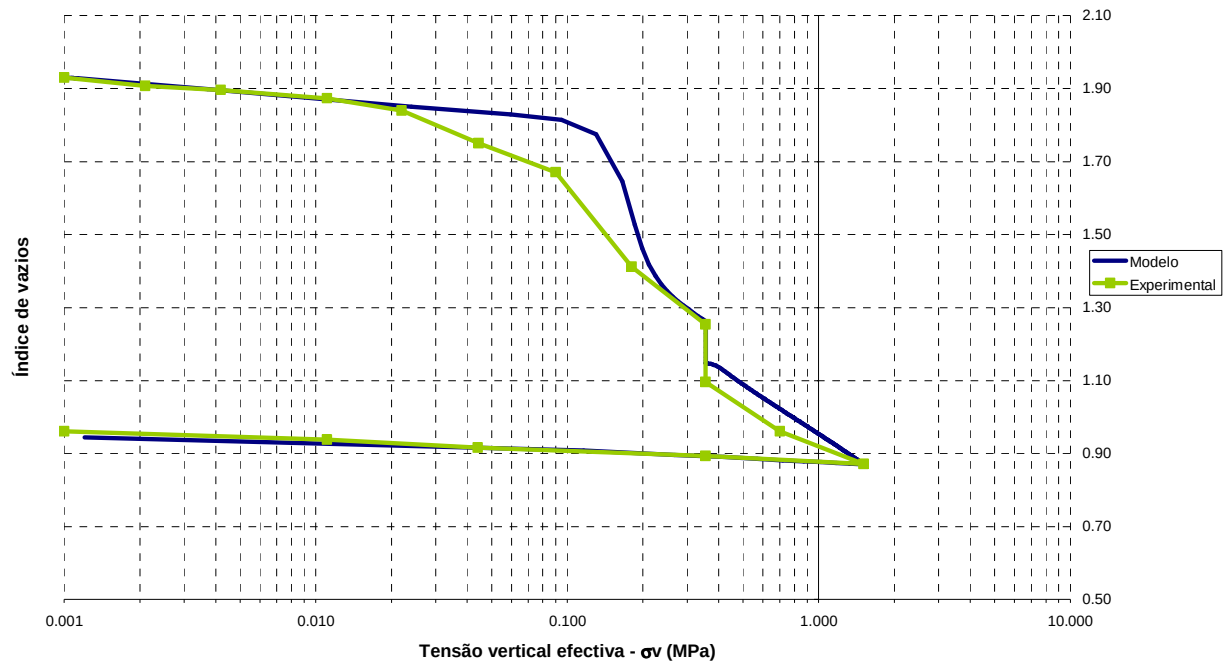


Fig. 6.27 – Confronto entre a curva obtida em laboratório e os resultados numéricos (solo de Campo Novo dos Parecis)

A dificuldade em modelar correctamente o índice de vazios na gama de tensões em redor da tensão de pré-consolidação mantém-se. Por outro lado, a magnitude de colapso que resulta do modelo subestima a que ocorre na realidade. Este género de discrepância é identificado em outros estudos, inclusivamente no de Arnedo, já citado. No entanto, de uma forma geral, o comportamento do solo face ao ensaio edométrico com inundação é modelado de forma satisfatória.

Na figura 6.28 apresenta-se a curva LC do solo e a trajectória de tensões seguida no ensaio.

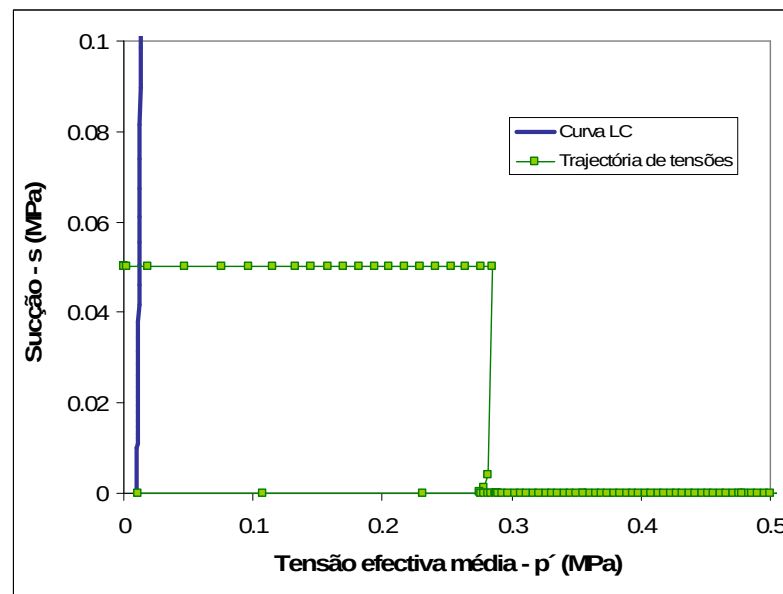


Figura 6.28 – Curva LC e trajectória de tensões no plano p' -s seguida no ensaio

Note-se que a forma da curva *LC* que resulta dos parâmetros adoptados para este solo é bastante distinta da que corresponde ao solo de Segarra-Garrigues. Seria importante averiguar a razoabilidade de uma curva com esta configuração e procurar confirmá-la, o que poderia inclusivamente levar a um eventual melhor ajuste dos parâmetros, com reflexos na proximidade entre as curvas edométricas laboratorial e modelada.

6.4.6. CONCLUSÕES

Elaborou-se com sucesso um modelo de simulação de ensaio edométrico com inundação. O modelo permite, após calibração dos parâmetros envolvidos, modelar de forma satisfatória o comportamento de deformabilidade e colapsibilidade de solos, validando o uso dos valores de parâmetros escolhidos para estudos numéricos sobre o solo em questão em que estas variáveis sejam preponderantes.

O *BBM* revelou a sua capacidade de reproduzir o comportamento de deformabilidade de solos não saturados, embora com limitações no que se refere essencialmente à gama de tensões da tensão de pré-consolidação e, nalguns casos, à magnitude do colapso evidenciada.

7

CONCLUSÕES

Após a exposição das análises numéricas efectuada nos capítulos anteriores, apresentam-se neste ponto as principais conclusões delas extraídas.

No âmbito da capacidade de carga de fundações superficiais, simularam-se com sucesso casos de sapatas rígidas e flexíveis, lisas e rugosas, para a expressão base considerada isoladamente ou associada a diversos factores correctivos. O ângulo da cunha de rotura da sapata de desenvolvimento infinito fundada em solo puramente coesivo não pesado apresentou valores superiores aos 45° teóricos. Para os estudos em que se analisou uma situação simplificada de compressão de um provete de desenvolvimento infinito o ângulo da cunha de rotura coincidiu com o valor teórico, pelo que se assumiu que a disparidade no caso anterior resulta da maior complexidade em termos de geometria e da existência de dois materiais com comportamentos distintos (betão com comportamento elástico e solo com comportamento elasto-visco-plástico, com critério de rotura de Mohr-Coulomb). De uma forma geral os resultados obtidos nas várias análises correspondem de forma muito razoável aos que resultam das expressões teóricas tidas como termo de comparação. Confirmou-se, portanto, a validade das referidas expressões, bem como o facto de que se situam do lado da segurança. Verificou-se que o valor da resistência não drenada do solo não influencia a adequabilidade das propostas mas que relações de B/H altas (estrato rígido próximo da profundidade da sapata) têm um impacte importante sobre a proximidade ao valor teórico.

No que concerne o comportamento de fundações superficiais em solos não saturados, simulou-se com sucesso a variação do grau de saturação do solo ao ocorrer infiltração de precipitação ou a rotura de uma conduta e no decorrer de um ensaio edométrico com inundação. Nas várias simulações realizadas para a infiltração de precipitação, os assentamentos devidos ao colapso por aumento do grau de saturação representaram cerca de um terço dos assentamentos totais. Nos casos de rotura de conduta subjacente a uma das sapatas de um edifício os resultados indicam que o incremento do assentamento diferencial devido ao colapso pode ser substancial e implicar danos estruturais consideráveis. Reproduziram-se com relativo sucesso ensaios edométricos com inundação em dois solos distintos, mostrando o potencial deste tipo de abordagem para validar os parâmetros adoptados para um solo previamente a uma análise numérica em que este intervenha. A própria dificuldade em reproduzir com exactidão o ensaio de que se dispunham menos dados indica a necessidade de uma vasta experiência e compreensão dos modelos envolvidos.

BIBLIOGRAFIA

- Alonso, E.E. e Olivella, S. (2006). *Unsaturated Soil Mechanics Applied to Geotechnical Problems*. Keynote Lecture, Unsaturated Soils 2006, Miller, G.A. et al. (eds.), ASCE, Arizona.
- Alonso, E.E., Gens, A. e Josa, A. (1990). *A Constitutive Model for Partially Saturated Soils*. *Géotechnique*, 40(3), 405 – 430.
- Arnedo, D., Alonso, E., Olivella, S. (2005). *Canales en Terraplen Sobre Suelo Natural y Compactado*. *Ingeniería Civil*, 139, 68 – 80.
- Balmaceda, A. (1991). *Suelos Compactados: Un Estudio Teórico y Experimental*. Dissertação de Doutoramento, Universidade Politécnica da Catalunha.
- Barden, L., McGrown, A., Collins, K. (1973). *The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil*. *Engineering Geology*, vol. 7, 49 – 60.
- Bishop, A.W. (1959). *The Principle of Effective Stress*. *Tecnknik Ukebland* 106 (39), 859-863.
- Bishop, A.W., Blight, G.E. (1963). *Some Aspects of Effective Stress in Saturated and partly Saturated Soils*. *Géotechnique*, vol. 13, 177 – 198.
- Bjerrum, L. (1963). *Allowable Settlements of Structures*. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Formulation Engineering*. Wiesbaden, vol. 2, 135 – 137.
- Booth, A.R. (1975). *The Factors Influencing Collapse Settlement in Compacted Soils*. *Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics*, Durban, 57 – 63.
- Bowles, J.E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed. McGraw-Hill, Nova Iorque.
- Chávez, C., Alonso, E.E. (2003). *A Constitutive Model for Crushed Granular Aggregates Which Includes Suction Effects*. *Soils and Foundations*, 43(4), 215 – 227.
- Clemence, S.P., Finbarr, A.O. (1981). *Design Considerations for Collapsible Soils*. *ASCE J. Geotech. Eng. Div.* vol. 107 N. GT3, 305 – 307.
- Couto Marques, J., Teixeira, R. (2002). *Modelação Geometricamente Não Linear da Rotura de Fundações Superficiais*. *Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia*, 15-18 de Abril de 2002, Lisboa, LNEC.
- CT 115 (LNEC). (2007). *Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- DIT-UPC (2002). *CODE_BRIGHT user's guide*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingenieria (CIMNE), Barcelona.
- Dudley, J.H. (1970) *Review of Collapsing Soils*. *ASCE J. Geotech. Eng. Div.* vol. 96 N. SM3, 925 – 947.
- Figueiredo, J.N., Couto Marques, J., Olivella, S. (2008). *Modelação do Efeito da Saturação no Comportamento de um Solo de Fundação Colapsível Parcialmente Saturado*. *Actas do XI Congresso Nacional de Geotecnia*, Coimbra, Volume 2, 75-82.
- Fredlund, D.G. (1996). *The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics*. Fourth Spencer J. Buchanan Lecture, 8 de Novembro de 1996, Texas A & M University, College Station.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977). *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. *ASCE J. Geotech. Eng. Div.* DT5, vol. 103, 447 – 466.

- Futai, M.M. (1997). *Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- Jennings, J.E.B., Burland, J.B. (1962). *Limitation to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils*. Géotechnique, vol.12, N.84, SM5, 125 – 144.
- Lawton, E.C., Frigaszy, R.J., Hetherington, M.D. (1992). *Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soils*. ASCE J. Geotech. Eng. Div. vol. 118 N.9, 1137 – 1394.
- Mandel, J., Salençon, J. (1969). *Force Portante d'un Sol sur une Assise Rigide*. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, vol. 2, 157-164.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. II Volume*. FEUP, Porto.
- Neto, E.S., Owen, D.R.J., Peric, D. (1996). *Program for fully implicit small and large strain finite element analysis of hyperelastic and elastoplastic solids*. Dep. Civil Eng., Univ. Wales, Swansea.
- Oldecop, L., Alonso, E.E. (2001). *A Model for Rockfill Compressibility*. Géotechnique, 51(2), 127 – 140.
- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E.E. (1996). *Numerical Formulation for a Simulator (CODE_BRIGHT) for the Coupled Analysis of Saline Media*. Engineering Computations, Vol. 13, No 7, 87-112, MCB UP Ltd.
- Teixeira, R. (2001). *Análise de Problemas de Grandes Deformações em Geotecnia*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik*. Franz Deuticke, Wien.
- van Genuchten, M.T.(1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J., 44(5), 892–898.
- Vaunat, J., Olivella, S. (2002). *CODE_BRIGHT-GiD. A 3-D Program for Thermo – Hydro – Mechanical Analysis in Geological Media*. Proceedings of the 1st Conference on Advances and Applications of GiD. 20-22 de Fevereiro de 2002. Barcelona.
- Vesić, A.S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*. In *Foundation Engineering Handbook*. 121 – 147, H. F. Winterkorn, H.-Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, Nova Iorque.
- Wheeler, S.J. (1996). *Inclusion of Specific Water Volume Within an Elastoplastic Model for Unsaturated Soil*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Dezembro de 1996, vol. 33, 42-57.
- Wheeler, S.J., Sivakumar, V. (1995). *An Elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil*. Géotechnique, vol. 45, N.1, 35-53.
- Yudhbir (1982). *Collapsing Behaviour of Residual Soils*. Proceedings of the 7th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, 1, 915 – 930.

