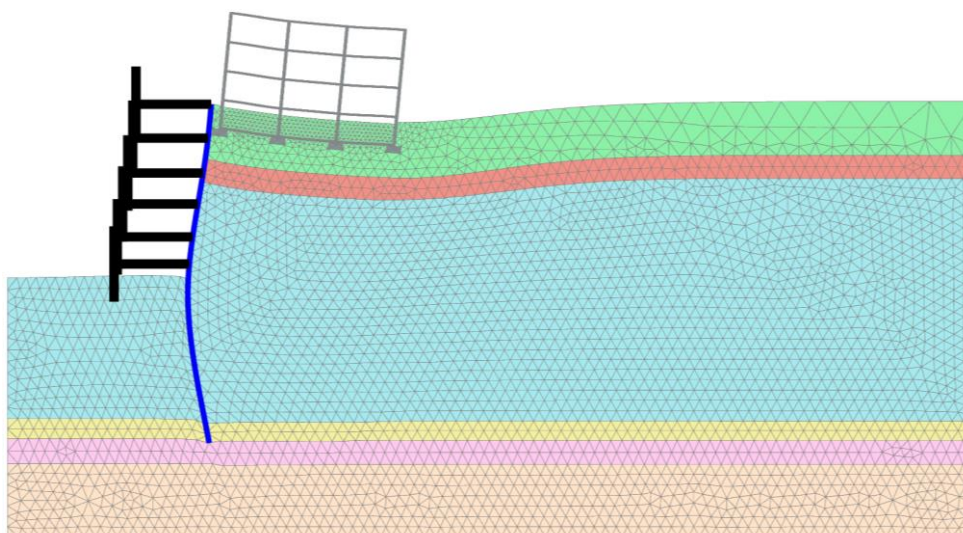




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



Modelação Numérica de Escavações

JOÃO DOS SANTOS ROMANO PIRES
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação elaborada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas

Orientador:

Doutor João Manuel Candeias Simão Portugal, ISEL, LNEC

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, ISEL

Vogais:

Doutor João Manuel Marcelino Mateus da Silva, LNEC

Doutor João Manuel Candeias Simão Portugal, ISEL, LNEC

Outubro de 2022

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Dr.º Eng.º João Portugal por toda a disponibilidade, apoio e dedicação que me ofereceu, de modo a conseguirmos alcançar os objetivos pretendidos no decorrer da presente dissertação.

Ao LNEC por disponibilizar um variado leque de estudos de modo a enriquecer e facilitar numa primeira abordagem o desenvolvimento da revisão bibliográfica.

Ao ISEL por ao longo dos anos providenciar excelentes condições de ensino que me ajudaram a alcançar o sucesso académico, assim como, na realização deste trabalho final de mestrado.

Aos meus colegas e amigos por me acompanharem no meu percurso académico e por me apoiarem nesta etapa da minha vida.

À minha namorada Ângela Justino, por todo o carinho e apoio que me tem dado ao longo dos anos ajudando-me a tomar as melhores decisões possíveis.

À minha família pelo apoio e condições que me proporcionaram ao longo do meu percurso académico.

[MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES]

RESUMO

À realização de escavações em meio urbano está associada a indução de movimentos - assentamentos e deslocamentos horizontais nos terrenos adjacentes. Esses movimentos de subsidência afetam as estruturas na vizinhança das escavações, nelas induzindo danos. A tipologia e grandeza dos movimentos induzidos dependem das características do terreno e da estrutura de contenção periférica, bem como do respetivo método construtivo e da rigidez das estruturas adjacentes.

Pretende-se avaliar o efeito da consideração da rigidez das estruturas adjacentes na superfície de subsidência associada à realização de uma escavação, comparando-a com a situação de campo livre. Para tanto propõem-se o recurso a modelação numérica (com o programa Plaxis) e o desenvolvimento de modelos de contenção periférica tipo. Foram desenvolvidos três modelos numéricos de escavações entre paredes, a saber: i) escavação em campo livre; ii) escavação com edifício na vizinhança fundado a 3 m de profundidade e, iii) escavação com edifício na vizinhança fundado a 5,6 m de profundidade. Na modelação, para cada uma das profundidades citadas, o edifício foi considerado às distâncias 0 m, 3 m e 6 m da parede de contenção.

Por fim foram estabelecidas comparações entre os resultados obtidos e os que se obteriam da utilização de métodos empíricos. Os estudos empíricos escolhidos foram os métodos de Hsieh & Ou (1998) e o de Ou & Hsieh (2011).

Os resultados obtidos para os modelos numéricos que experimentam uma curva de subsidência do tipo côncava confirmaram o esperado inicialmente, isto é, a consideração do edifício na imediação da escavação fez com que os assentamentos do terreno envolvente diminuíssem. Os resultados obtidos para os modelos em que a curva de subsidência é do tipo tímpano apresentaram um comportamento ligeiramente diferente. De facto, quando o edifício está perto da parede resultou o efeito esperado (redução dos assentamentos), mas quando o edifício foi afastado da parede, na zona mais perto da parede, esse efeito não se registou.

Os métodos empíricos, sendo válidos apenas para o caso de campo livre, não permitem modelar estes efeitos de construções na vizinhança da escavação.

PALAVRAS-CHAVE

Escavações profundas; Meio urbano; Paredes de contenção; Curvas de subsidência; Assentamentos do terreno; Método dos elementos finitos.

[NUMERICAL MODELING OF EXCAVATIONS]

ABSTRACT

Carrying out excavations in urban areas is associated with the induction of movements - settlements and horizontal displacements in adjacent ground. These subsidence movements affect structures in the vicinity of the excavations, inducing damage to them. The typology and magnitude of the induced movements depend on the characteristics of the terrain and the peripheral retaining structure, as well as the respective construction method and the stiffness of adjacent structures.

It is intended to evaluate the effect of considering the stiffness of adjacent structures on the subsidence surface associated with the execution of an excavation, comparing it with the free field situation. To this end, it is proposed to use numerical modeling (with the Plaxis software) and develop models of standard retaining structures. Three numerical models of excavation between walls were developed, namely: i) excavation in free field; ii) excavation with a building in the vicinity founded at a depth of 3 m and, iii) excavation with a building in the vicinity founded at a depth of 5.6 m. In the modeling, for each of the mentioned depths, the building was considered at distances of 0 m, 3 m and 6 m from the retaining wall.

Finally, comparisons were made between the results obtained and those that would be obtained from the use of empirical methods. The empirical studies chosen were the methods of Hsieh & Ou (1998) and that of Ou & Hsieh (2011).

The results obtained for the numerical models that experience a concave-type subsidence curve confirmed what was initially expected, that is, the consideration of the building in the vicinity of the excavation caused the ground settlements to decrease. The results obtained for the models in which the subsidence curve is of the spandrel-type showed a slightly different behavior. In fact, when the building is close to the wall, it resulted in the expected effect (reduction of the ground settlement), but when the building was moved away, in the area closest to the wall this effect was lost.

Empirical methods, being only valid for the case of free field, are not able to model these effects of constructions in the vicinity of the excavation.

KEYWORDS

Deep excavations; Urban environment; Retaining walls; Subsidence curves; Ground settlements; Finite element method.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ENQUADRAMENTO.....	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.3	ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
2.2	DEFORMAÇÃO DA PAREDE.....	3
2.2.1	<i>Previsão da deformação</i>	<i>3</i>
2.2.2	<i>Magnitude do deslocamento horizontal máximo</i>	<i>6</i>
2.2.3	<i>Efeitos prejudiciais</i>	<i>9</i>
2.3	ASSENTAMENTO DO TERRENO	17
2.3.1	<i>Previsão de assentamentos</i>	<i>17</i>
2.3.2	<i>Magnitude do assentamento máximo.....</i>	<i>29</i>
2.3.3	<i>Efeitos prejudiciais.....</i>	<i>31</i>
2.4	RELAÇÃO ENTRE DEFORMAÇÃO DA PAREDE E ASSENTAMENTO DO TERRENO	35
3	MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES	37
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	37
3.2	DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	37
3.2.1	<i>Curva côncava.....</i>	<i>37</i>
3.2.2	<i>Curva tímpano</i>	<i>49</i>
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	57
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	57
4.2	RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS	57
4.2.1	<i>Escavação em campo livre.....</i>	<i>57</i>
4.2.2	<i>Escavação com edifício na vizinhança fundado a 3 m de profundidade</i>	<i>61</i>
4.2.3	<i>Escavação com edifício na vizinhança fundado a 5,6 m de profundidade</i>	<i>65</i>
4.2.4	<i>Efeito da estrutura adjacente nos movimentos do terreno.....</i>	<i>69</i>
4.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM FORMULAÇÕES EMPÍRICAS	78
4.3.1	<i>Escavação em campo livre.....</i>	<i>78</i>
4.3.2	<i>Escavação com edifício na vizinhança fundado a 3 m de profundidade</i>	<i>83</i>
5	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	93
5.1	SÍNTESE DO TRABALHO.....	93
5.2	CONCLUSÕES.....	95
5.3	PERSPETIVAS FUTURAS	96
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - RELAÇÃO ENTRE PROGRESSÃO DA CONSTRUÇÃO E MOVIMENTOS ASSOCIADOS DA PAREDE E SOLO NUMA ESCAVAÇÃO EM ARGILA MOLE (PECK, 1969).....	3
FIGURA 2.2 - MODOS DE DEFORMAÇÃO DE PAREDES APÓS ESCAVAÇÃO: A) PAREDES INFINITAMENTE RÍGIDAS; B) PAREDES FLEXÍVEIS (GOLDBERG ET AL., 1976)	4
FIGURA 2.3 - DEFORMAÇÕES DA PAREDE E ASSENTAMENTOS ASSOCIADOS: A) DEFORMAÇÃO DA PAREDE COM A TIPOLOGIA DE UMA CONSOLA; B) DEFORMAÇÃO COM A TIPOLOGIA DE UMA VIGA; C) COMBINAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES CITADAS EM A) E B) (CLOUGH & O'ROURKE, 1990).....	5
FIGURA 2.4 - ÁREAS DE DEFORMADAS DA COMPONENTE CONSOLA E DA COMPONENTE VIGA (HSIEH & OU, 1998)	5
FIGURA 2.5 - CURVAS DE OBTENÇÃO DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO DE UMA PAREDE PARA ARGILAS MOLES (MOORMANN, 2004)	7
FIGURA 2.6 - EFEITO QUE A ALTURA DA PAREDE TEM NAS DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS: A) PAREDE COM $L=40$ M; B) PAREDE COM $L=20$ M (HASHASH & WHITTLE, 1996)	10
FIGURA 2.7 - EFEITO QUE O AFASTAMENTO DOS APOIOS TEM NAS DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS DA PAREDE: A) PAREDE APOIADA CONTINUAMENTE; B) PAREDE APOIADA A CADA 10 M (HASHASH & WHITTLE, 1996)	11
FIGURA 2.8 - EFEITO QUE A ESCAVAÇÃO NÃO APOIADA INICIALMENTE TEM EM: A) DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS DA PAREDE; B) MOMENTOS FLETORES (HASHASH & WHITTLE, 1996).....	12
FIGURA 2.9 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO DA PAREDE EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DO SISTEMA DEFINIDO POR CLOUGH ET AL. (1989): A) ARGILA MOLE; B) ARGILA RIJA (MOORMANN, 2004).....	12
FIGURA 2.10 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL MÁXIMO NORMALIZADO DA PAREDE EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DO SISTEMA (WANG ET AL., 2010).....	13
FIGURA 2.11 - EFEITO QUE A ABERTURA DE UM PAINEL DE UMA PAREDE MOLDADA TEM NOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO (POH & WONG, 1998)	14
FIGURA 2.12 - EFEITO QUE A BETONAGEM DE UMA PAREDE MOLDADA TEM NOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO SOLO (POH & WONG, 1998)	15
FIGURA 2.13 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE EM FUNÇÃO DA LARGURA DA ESCAVAÇÃO – CASOS DE ESTUDO (XIAO ET AL., 2019).....	16
FIGURA 2.14 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE EM FUNÇÃO DA LARGURA DE ESCAVAÇÃO – ANÁLISE NUMÉRICA (XIAO ET AL., 2019).....	16
FIGURA 2.15 - PREVISÃO DAS CURVAS DE SUBSIDÊNCIA PARA SOLOS ARGILOSOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: A) INCLINAÇÃO SOBRE A BASE; B) ROTAÇÃO EM RELAÇÃO AO TOPO; C) FLEXÃO PURA (GOLDBERG ET AL., 1976).....	17
FIGURA 2.16 - PREVISÃO DAS CURVAS DE SUBSIDÊNCIA PARA SOLOS ARGILOSOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: A) TRANSLAÇÃO LATERAL COM FLEXÃO; B) INCLINAÇÃO SOBRE A BASE COM FLEXÃO; C) ROTAÇÃO EM RELAÇÃO AO TOPO COM FLEXÃO (GOLDBERG ET AL., 1976)	18

FIGURA 2.17 - MÉTODO PARA ESTIMAR LIMITES MÁXIMOS DE ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS DO SOLO: A) AREIAS; B) ARGILAS RIJAS A MUITO RIJAS; C) ARGILAS MOLES (CLOUGH & O'ROURKE, 1990)	19
FIGURA 2.18 - MECANISMO DE DEFORMAÇÃO PLÁSTICA PARA ESCAVAÇÕES EM ARGILA MOLE (OSMAN & BOLTON, 2006)	20
FIGURA 2.19 - TIPOS DE CURVAS DE SUBSIDÊNCIA (HSIEH & OU, 1998).....	21
FIGURA 2.20 - TIPOLOGIAS DE DEFORMAÇÕES PARA DIFERENTES LARGURAS DE ESCAVAÇÃO: A) ESCAVAÇÃO LARGA; B) ESCAVAÇÃO ESTREITA (XIAO ET AL., 2019).....	21
FIGURA 2.21 - ZONA DE INFLUÊNCIA PRIMÁRIA DE ESCAVAÇÕES EM ARGILA MOLE DEVIDO AO LEVANTAMENTO DO FUNDO DE ESCAVAÇÃO: A) CAMADA DE AREIA OU ARGILA RIJA AFASTADA; B) CAMADA DE AREIA OU ARGILA RIJA PRÓXIMA (OU & HSIEH, 2011)	22
FIGURA 2.22 - ZONA DE INFLUÊNCIA PRIMÁRIA DEVIDO AO MODO DE COLAPSO ATIVO: A) SUBSTRATO RÍGIDO SUFICIENTEMENTE AFASTADO ($H_g > 2H_e$); B) SUBSTRATO RÍGIDO PRÓXIMO ($H_g \leq 2H_e$) (OU & HSIEH, 2011).....	23
FIGURA 2.23 - RESUMO DO MÉTODO DE PECK PARA ESTIMAR ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA À ESCAVAÇÃO (PECK, 1969)	24
FIGURA 2.24 - MÉTODO PROPOSTO PARA A PREVISÃO DE ASSENTAMENTOS DE UMA CURVA TÍMPANO (HSIEH & OU, 1998).....	26
FIGURA 2.25 - MÉTODO REFINADO PROPOSTO PARA A PREVISÃO DE ASSENTAMENTOS DE UMA CURVA TÍMPANO (OU & HSIEH, 2011)	27
FIGURA 2.26 - MÉTODO PROPOSTO PARA A PREVISÃO DE ASSENTAMENTOS DE UMA CURVA CÔNCAVA (HSIEH & OU, 1998).....	28
FIGURA 2.27 - MÉTODO REFINADO PROPOSTO PARA A PREVISÃO DE ASSENTAMENTOS DE UMA CURVA CÔNCAVA (OU & HSIEH, 2011)	29
FIGURA 2.28 - EFEITO QUE A ALTURA DA PAREDE TEM NOS ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS DO SOLO: A) PAREDE COM $L=40$ M; B) PAREDE COM $L=20$ M (HASHASH & WHITTLE, 1996).....	31
FIGURA 2.29 - EFEITO QUE O AFASTAMENTO DOS APOIOS TEM NOS ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS DO SOLO: A) PAREDE APOIADA CONTINUAMENTE; B) PAREDE APOIADA A CADA 10 M (HASHASH & WHITTLE, 1996)	32
FIGURA 2.30 - EFEITO QUE A ABERTURA DE UM PAINEL DE UMA PAREDE MOLDADA TEM NOS ASSENTAMENTOS DO SOLO (POH & WONG, 1998).....	33
FIGURA 2.31 - EFEITO QUE A BETONAGEM DE UMA PAREDE MOLDADA TEM NOS ASSENTAMENTOS DO SOLO (POH & WONG, 1998)	33
FIGURA 2.32 - ASSENTAMENTO MÁXIMO EM FUNÇÃO DA LARGURA DE ESCAVAÇÃO (XIAO ET AL., 2019) .	34
FIGURA 2.33 - ASSENTAMENTO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA À PAREDE PARA DIVERSAS LARGURAS DE ESCAVAÇÃO (XIAO ET AL., 2019).....	34
FIGURA 3.1 - RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UM MODELO ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO (PLAXIS, 2021A)	38
FIGURA 3.2 - REPRESENTAÇÃO DO CRITÉRIO DE CEDÊNCIA DE MOHR-COULOMB (PLAXIS, 2021A).....	38
FIGURA 3.3 - SUPERFÍCIE DE ROTURA DE MOHR-COULOMB NO ESPAÇO DE TENSÕES PRINCIPAIS PARA UMA COESÃO NULA (PLAXIS, 2021A)	39

FIGURA 3.4 - PLANTA DE INSTRUMENTAÇÃO DO TNEC (OU ET AL., 2000)	40
FIGURA 3.5 – PERFIL DO TERRENO E FASEAMENTO DA ESCAVAÇÃO DO TNEC UTILIZADOS PARA A GERAÇÃO NUMÉRICA DA CURVA CÔNCAVA (HSIEH & OU, 2012).....	42
FIGURA 3.6 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DO PROJETO TNEC (CURVA CÔNCAVA) UTILIZADA PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE	43
FIGURA 3.7 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DO PROJETO TNEC (CURVA CÔNCAVA) UTILIZADA PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M E A 0 M DA PAREDE	43
FIGURA 3.8 – FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO MODELO EM CAMPO LIVRE DA CURVA CÔNCAVA: A) FASE 1; B) FASE 2; C) FASE 3; D) FASE 4; E) FASE 5; F) FASE 6; G) FASE 7	45
FIGURA 3.9 - DIMENSÕES DO EDIFÍCIO MODELADO ATRAVÉS DE ELEMENTOS VOLUMÉTRICOS	48
FIGURA 3.10 - RELAÇÃO HIPERBÓLICA ENTRE A TENSÃO DE DESVIO E A DEFORMAÇÃO AXIAL, NUM ENSAIO TRIAxIAL DRENADO	50
FIGURA 3.11 - RELAÇÃO LOGARÍTMICA ENTRE DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA E TENSÃO MÉDIA (PLAXIS, 2021A).....	51
FIGURA 3.12 - SUPERFÍCIE DE ROTURA DO MODELO SOFT SOIL NO ESPAÇO DE TENSÕES PRINCIPAIS (PLAXIS, 2021A).....	51
FIGURA 3.13 - PERFIL DO TERRENO UTILIZADO PARA A GERAÇÃO DA CURVA TÍMPANO (ADAPTADO DE LIKITLERSUANG ET AL. (2013))	53
FIGURA 3.14 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE DA CURVA TÍMPANO	53
FIGURA 3.15 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA O MODELO DA CURVA TÍMPANO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M E A 0 M DA PAREDE	54
FIGURA 3.16 - FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO MODELO EM CAMPO LIVRE DA CURVA TÍMPANO: A) FASE 1; B) FASE 2; C) FASE 3; D) FASE 4; E) FASE 5; F) FASE 6	55
FIGURA 4.1 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DEFORMADA (CURVA CÔNCAVA) PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE - FASE 7	57
FIGURA 4.2 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M EM CAMPO LIVRE PARA A CURVA CÔNCAVA	58
FIGURA 4.3 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M EM CAMPO LIVRE PARA A CURVA CÔNCAVA	59
FIGURA 4.4 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DEFORMADA (CURVA TÍMPANO) PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE - FASE 6	59
FIGURA 4.5 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M EM CAMPO LIVRE PARA A CURVA TÍMPANO	60
FIGURA 4.6 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M EM CAMPO LIVRE PARA A CURVA TÍMPANO	61
FIGURA 4.7 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA.....	62
FIGURA 4.8 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA	62

FIGURA 4.9 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA	63
FIGURA 4.10 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO ...	64
FIGURA 4.11 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO ...	64
FIGURA 4.12 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO ...	65
FIGURA 4.13 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA	66
FIGURA 4.14 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA	66
FIGURA 4.15 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA	67
FIGURA 4.16 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO	68
FIGURA 4.17 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO	68
FIGURA 4.18 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA PAREDE E ASSENTAMENTOS DO TERRENO A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO	69
FIGURA 4.19 - ASSENTAMENTOS DO TERRENO (CURVA CÔNCAVA) A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3,0 M DE PROFUNDIDADE: A) EDIFÍCIO A 0 M DA PAREDE; B) EDIFÍCIO A 3 M DA PAREDE, E; C) EDIFÍCIO A 6 M DA PAREDE	71
FIGURA 4.20 - ASSENTAMENTOS DO TERRENO (CURVA CÔNCAVA) A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE: A) EDIFÍCIO A 0 M DA PAREDE; B) EDIFÍCIO A 3 M DA PAREDE E C) EDIFÍCIO A 6 M DA PAREDE	73
FIGURA 4.21 – ASSENTAMENTOS DO TERRENO (CURVA TÍMPANO) A GL-3,0 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3,0 M DE PROFUNDIDADE: A) EDIFÍCIO A 0 M DA PAREDE; B) EDIFÍCIO A 3 M DA PAREDE E C) EDIFÍCIO A 6 M DA PAREDE	75
FIGURA 4.22 - ASSENTAMENTOS DO TERRENO (CURVA TÍMPANO) A GL-5,6 M COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 5,6 M DE PROFUNDIDADE: A) EDIFÍCIO A 0 M DA PAREDE; B) EDIFÍCIO A 3 M DA PAREDE E C) EDIFÍCIO A 6 M DA PAREDE	77
FIGURA 4.23 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L-3,0 M EM CAMPO LIVRE PARA A CURVA CÔNCAVA: A) FASE 2; B) FASE 4; C) FASE 7	80
FIGURA 4.24 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L-3,0 M EM CAMPO LIVRE PARA A CURVA TÍMPANO: A) FASE 1; B) FASE 2; C) FASE 6	83
FIGURA 4.25 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L-3,0 M PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA: A) FASE 2; B) FASE 4; C) FASE 7	85

FIGURA 4.26 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L.-3,0 M PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA: A) FASE 2; B) FASE 4; C) FASE 7.....	86
FIGURA 4.27 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L.-3,0 M PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE PARA A CURVA CÔNCAVA: A) FASE 2; B) FASE 4; C) FASE 7.....	87
FIGURA 4.28 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L.-3,0 M PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO: A) FASE 1; B) FASE 2; C) FASE 6.....	89
FIGURA 4.29 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L.-3,0 M PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO: A) FASE 1; B) FASE 2; C) FASE 6.....	91
FIGURA 4.30 - COMPARAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DO TERRENO A G.L.-3,0 M PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE PARA A CURVA TÍMPANO: A) FASE 1; B) FASE 2; C) FASE 6.....	92

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2.1 - RESUMO DAS MAGNITUDES DO δhm VERIFICADAS PARA CADA TIPO DE TERRENO NOS DIFERENTES ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA.....	8
TABELA 2.2 - RESUMO DAS MAGNITUDES DO δvm VERIFICADAS PARA CADA TIPO DE TERRENO NOS DIFERENTES ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA.....	30
TABELA 2.3 - RESUMO DA RELAÇÃO $\delta vm/\delta hm$ VERIFICADAS PARA CADA TIPO DE TERRENO NOS DIFERENTES ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA.....	36
TABELA 3.1 - PARÂMETROS DO MODELO CONSTITUTIVO DE MOHR-COULOMB	39
TABELA 3.2 – CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS INTERESSADOS NA ESCAVAÇÃO DO TNEC (KUNG ET AL. (2009), LIM ET AL. (2010), HSIEH & OU (2012))	41
TABELA 3.3 - PARÂMETROS DE MODELAÇÃO DOS APOIOS LATERAIS (LIM ET AL., 2010).....	46
TABELA 3.4 - PARÂMETROS DE MODELAÇÃO DA PAREDE DE CONTENÇÃO.....	46
TABELA 3.5 - PARÂMETROS DE MODELAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO COM COMPORTAMENTO DRENADO (LIM ET AL., 2010).....	46
TABELA 3.6 - VALORES DA RELAÇÃO Eu/su RESULTANTES DE ANÁLISES DE ELEMENTOS FINITOS DISPONÍVEIS EM LITERATURA (LIKITLERSUANG ET AL., 2013).....	47
TABELA 3.7 - PARÂMETROS DA MODELAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO COM COMPORTAMENTO NÃO DRENADO (LIM ET AL., 2010).....	47
TABELA 3.8 - PARÂMETROS DE MODELAÇÃO DO MATERIAL ASSOCIADO AO EDIFÍCIO	48
TABELA 3.9 - PARÂMETROS DO MODELO CONSTITUTIVO HARDENING SOIL	50
TABELA 3.10 - PARÂMETROS DO MODELO CONSTITUTIVO SOFT SOIL.....	52
TABELA 3.11 - PARÂMETROS DA MODELAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO COM COMPORTAMENTO DRENADO (ADAPTADO DE LIKITLERSUANG ET AL. (2013)).....	56
TABELA 3.12 - PARÂMETROS DA MODELAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO COM COMPORTAMENTO NÃO DRENADO (ADAPTADO DE LIKITLERSUANG ET AL. (2013))	56
TABELA 4.1 - RESUMO DOS ASSENTAMENTOS MÁXIMOS DO TERRENO A G.L-3,0 M PARA OS MODELOS NUMÉRICOS CORRESPONDENTES A CURVA CÔNCAVA.....	70
TABELA 4.2 - RESUMO DOS ASSENTAMENTOS MÁXIMOS DO TERRENO A G.L-5,6 M PARA OS MODELOS NUMÉRICOS CORRESPONDENTES A CURVA CÔNCAVA.....	72
TABELA 4.3 - RESUMO DOS ASSENTAMENTOS MÁXIMOS DO TERRENO A G.L-3,0 M PARA OS MODELOS NUMÉRICOS CORRESPONDENTES A CURVA TÍMPANO.....	74
TABELA 4.4 - RESUMO DOS ASSENTAMENTOS MÁXIMOS DO TERRENO A G.L-5,6 M PARA OS MODELOS NUMÉRICOS CORRESPONDENTES A CURVA TÍMPANO.....	76
TABELA 4.5 - ÁREAS DE DEFORMAÇÃO DA PAREDE PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE A G.L-3,0 M (CURVA CÔNCAVA)	78
TABELA 4.6 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA O CÁLCULO DAS PIZ DA CURVA CÔNCAVA	79
TABELA 4.7 - ÁREAS DE DEFORMAÇÃO DA PAREDE PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE A G.L-3,0 M (CURVA TÍMPANO).....	81

TABELA 4.8 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DO ASSENTAMENTO MÁXIMO DO TERRENO ATRAVÉS DO MÉTODO DE BOWLES PARA O MODELO EM CAMPO LIVRE DA CURVA TÍMPANO	81
TABELA 4.9 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA O CÁLCULO DAS PIZ DA CURVA TÍMPANO.....	82
TABELA 4.10 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DO ASSENTAMENTO MÁXIMO DO TERRENO ATRAVÉS DO MÉTODO DE BOWLES PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 0 M DA PAREDE DA CURVA TÍMPANO.....	88
TABELA 4.11 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DO ASSENTAMENTO MÁXIMO DO TERRENO ATRAVÉS DO MÉTODO DE BOWLES PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 3 M DA PAREDE DA CURVA TÍMPANO.....	89
TABELA 4.12 - PARÂMETROS UTILIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DO ASSENTAMENTO MÁXIMO DO TERRENO ATRAVÉS DO MÉTODO DE BOWLES PARA O MODELO COM O EDIFÍCIO FUNDADO A 3 M DE PROFUNDIDADE E A 6 M DA PAREDE DA CURVA TÍMPANO.....	91

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

Alfabeto romano

- A área do elemento estrutural
- A_c área da componente de deformação tipo consola
- A_{c1} área da componente de deformação tipo consola em fase inicial
- A_{c2} área da componente de deformação tipo consola em fase final
- A_s área da componente de deformação tipo viga
- B largura de escavação
- c' coesão efetiva
- c_u coesão não drenada
- d distância à parede
- D zona de influência de Caspe
- e espessura da laje
- E módulo de Young ou de deformabilidade
- EA rigidez axial
- EI rigidez de flexão
- E_{oed}^{ref} módulo de deformabilidade edométrico normalizado
- E_u módulo de Young não drenado
- $E_{u,inc}$ incremento linear do módulo de Young não drenado
- E_{ur}^{ref} módulo de deformabilidade em descarga e recarga normalizado
- E_{50}^{ref} módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura normalizado
- \bar{h} média da distância entre apoios
- h_u altura de parede não apoiada inicialmente
- H, H_e altura de escavação
- H_f profundidade da base da camada de argila mole
- H_g profundidade do substrato rígido
- $H_{\delta_{hm}}$ profundidade do deslocamento horizontal máximo da parede
- I momento de inércia
- K rigidez do sistema da parede de contenção
- k^* índice de descompressão/recompressão modificado
- K_0^{nc} coeficiente de impulso em repouso
- ℓ comprimento da superfície de deformação plástica
- L altura da parede
- m parâmetro que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento

N	número total de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm)
P	tensão de pré-consolidação isotrópica
p'	tensão média efetiva
p_{ref}	tensão de referência para a rigidez (base de normalização)
q	tensão de desvio
R_f	relação entre q_f e $q_{máx}$
s	comprimento da parede abaixo do último apoio
s	espaçamento entre escoras
s_u	resistência ao corte não drenada
$s_{u,inc}$	incremento linear da resistência ao corte não drenada
V_s	volume do movimento lateral de solo

Alfabeto grego

γ	peso volúmico
γ_w	peso volúmico da água
δ_{hm}	deslocamento horizontal máximo
δ_{vm}	assentamento máximo do terreno
δ_v	assentamento do terreno
ε_v	deformação volumétrica
ε_1	deformação axial
λ^*	índice de compressibilidade modificado
σ'_f	tensão normal efetiva
τ_f	tensão tangencial de rotura
ν	coeficiente de Poisson
ν_u	coeficiente de Poisson não drenado
ν_{ur}	coeficiente de Poisson em descarga e recarga
ϕ'	ângulo de atrito do solo em tensões efetivas
Ψ	ângulo de dilatância

Siglas

<i>CCM</i>	Cam Clay Model
<i>FS</i>	Fator de Segurança contra o levantamento da base de escavação
<i>GL</i>	Ground Level – profundidade em relação à superfície
<i>HSM</i>	Hardening Soil Model

IP Índice de Plasticidade

LL Limite de Liquidez

MCM Mohr-Coulomb Model

PIZ Primary Zone of Influence – zona de influência primária

PIZ₁ Zona de colapso devido ao levantamento do fundo de escavação

PIZ₂ Zona de colapso devido ao estado ativo

SIZ Secondary Influence Zone – zona de influência secundária

SPT Standard Penetration Test – ensaio de penetração dinâmica

SSM Soft Soil Model

TNEC Taipei National Enterprise Center

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Qualquer escavação induz movimentos no terreno envolvente. Ao longo dos anos, acompanhando a evolução das tecnologias de construção adotadas, o conhecimento desta área tem também evoluído, apresentando novos desafios para os engenheiros. As técnicas mais utilizadas nos dias de hoje, como, por exemplo, com recurso a paredes moldadas, permitem reduzir satisfatoriamente esses movimentos na vizinhança de uma escavação, quando comparados com os resultantes da utilização de técnicas clássicas, como paredes tipo Berlim. Ainda assim, com o desenvolvimento destas novas técnicas, aumentaram também as alturas de escavação atingidas. Quanto mais profunda é a escavação, mais difícil se torna a limitação dos deslocamentos horizontais das paredes e os consequentes assentamentos do terreno envolvente. Para além da altura de escavação, existem outros fatores que afetam esses movimentos e que têm que ser considerados, nomeadamente quando se pretende limitar os danos em edificado adjacente.

O presente estudo pretende abordar o problema da estimativa de movimentos de terreno induzidos por escavações entre paredes. Ao longo dos anos, diversos autores estudaram os fatores que afetam a geometria e grandeza desses movimentos, por forma a melhor compreender a sua importância. Consideram-se como fatores importantes os seguintes:

- ✓ Tipologia do terreno (materiais argilosos moles, médios e rijos, materiais arenosos);
- ✓ Dimensões da escavação (altura e largura escavada);
- ✓ Presença de nível freático;
- ✓ Aumento da rigidez da parede através da introdução de apoios (tirantes, ancoragens provisórias, ancoragens definitivas);
- ✓ Afastamento de apoios;
- ✓ Altura da parede;
- ✓ Sistema construtivo utilizado;
- ✓ Qualidade da mão de obra.

Outro fator determinante, nomeadamente em meio urbano, é a consideração explícita da rigidez de estruturas existentes na envolvente, cujo efeito expectável é o de diminuir a magnitude desses movimentos, o que se tem comprovado no comportamento observado de diversos casos de estudo. De facto, as análises em campo livre conduzem a movimentos de terreno mais expressivos do que aqueles que se obtêm quando é considerada a rigidez de estruturas envolventes. Assim, as análises em campo livre podem onerar as soluções de projeto, sobretudo no que se refere à proteção das estruturas vizinhas. Esta proteção, na maior parte das vezes, passa pelo aumento da rigidez das estruturas de contenção da escavação, onerando assim, desnecessariamente, os custos de construção. Desta forma, a consideração explícita da rigidez de estruturas envolventes resultará

em deslocamentos inferiores e mais aproximados ao comportamento real, sendo possível poupar recursos, mão de obra e dinheiro, conduzindo a uma construção mais económica e sustentável.

1.2 Objetivos

O presente trabalho final de mestrado tem dois objetivos principais: a elaboração de uma revisão bibliográfica sobre os métodos de previsão de movimentos de terreno nas imediações de escavações entre paredes, e; a modelação numérica de casos de escavações deste tipo, com a inclusão de um edifício na sua vizinhança, para melhor compreender os seus efeitos, verificando e comparando os resultados obtidos com métodos empíricos.

1.3 Organização do documento

A dissertação está dividida em 5 capítulos principais, sendo o primeiro esta introdução.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os principais métodos empíricos existentes para a previsão dos assentamentos do terreno envolvente a uma escavação entre paredes.

O terceiro capítulo trata a modelação numérica de casos, constituindo o contributo principal do trabalho. Nele se apresentam detalhadamente, quer os modelos numéricos desenvolvidos, quer as opções de modelação adotadas no âmbito da utilização do programa Plaxis.

No quarto capítulo é feita a análise aos resultados obtidos, comparando-os com os resultados que se obteriam da utilização de métodos empíricos.

No quinto e último capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, indicando algumas perspetivas de desenvolvimentos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Desde que se começou a executar escavações entre paredes foi observado que os solos compostos por argilas moles apresentam os movimentos mais críticos, existindo um padrão de assentamentos. O terreno confinante com as paredes ou outros tipos de estruturas de contenção tende a mover-se em direção à zona escavada (estado ativo), antes de ser possível a execução de apoios. A escavação reduz a carga sobre o solo abaixo da zona escavada, pelo que este solo tenderá a mover-se verticalmente para cima, ao que se denomina por levantamento da base de escavação. Tendo em conta o levantamento do solo e o movimento lateral para o interior, dá-se um abatimento do solo na envolvente da escavação, podendo ser representado por uma curva denominada por curva de subsidência (Peck, 1969). A formação destes movimentos de solo pode ser observada, como exemplo, na Figura 2.1.

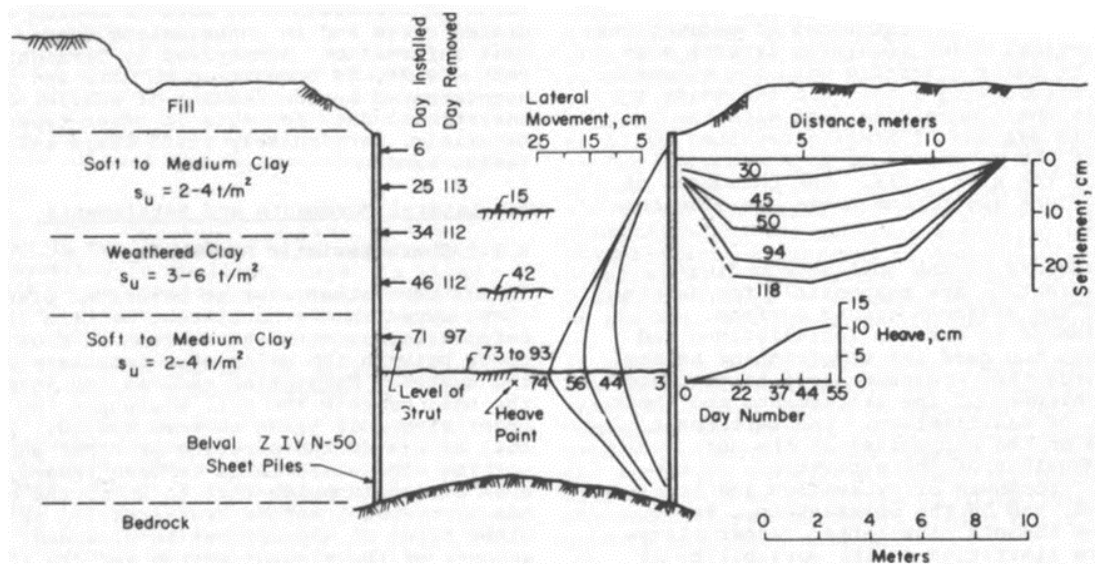


Figura 2.1 - Relação entre progressão da construção e movimentos associados da parede e solo numa escavação em argila mole (Peck, 1969)

2.2 Deformação da parede

2.2.1 Previsão da deformação

Como foi explicado anteriormente, a curva de subsidência desenvolve-se devido a uma escavação entre paredes e depende largamente da forma como essa mesma parede se deforma com a retirada do solo, pelo que é de grande relevância a compreensão do seu comportamento.

Goldberg et al. (1976) definiram modos de deformação expectáveis das paredes devido a escavações. Os modos foram subdivididos em dois principais grupos: a) paredes infinitamente rígidas (p. ex. paredes moldadas); b) paredes flexíveis (p. ex. cortinas de estacas prancha ou muros

de Berlin). Na Figura 2.2 apresentam-se os diferentes modos de deformação de paredes propostos.

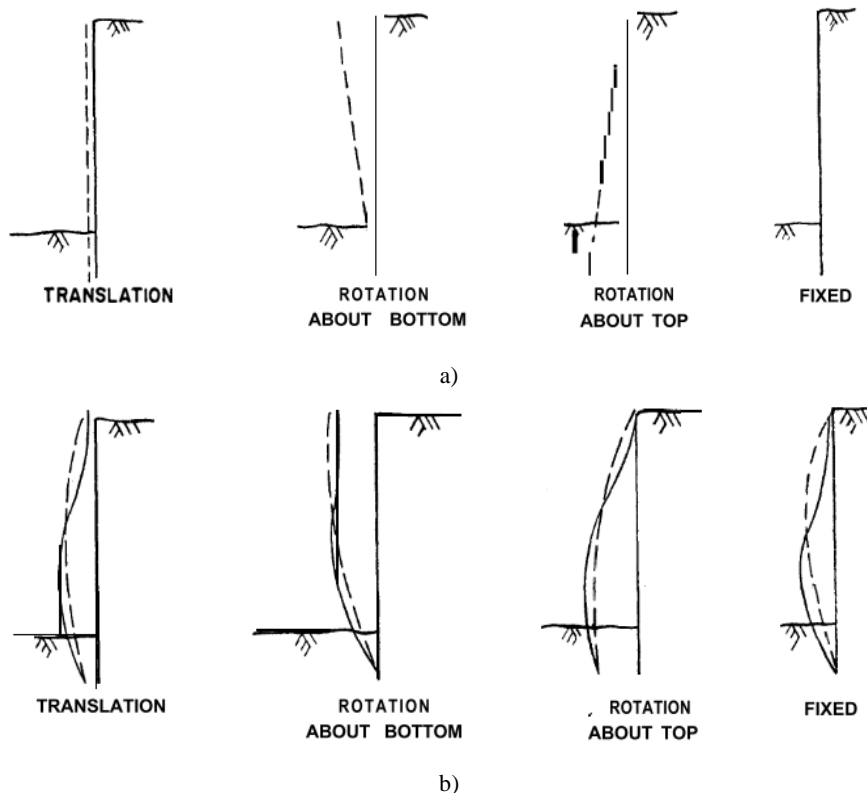


Figura 2.2 - Modos de deformação de paredes após escavação: a) Paredes infinitamente rígidas; b) Paredes flexíveis (Goldberg et al., 1976)

Tendo em conta diversos casos de estudo, Clough & O'Rourke (1990) verificaram, também, a existência de padrões de deformação das paredes e do terreno adjacente de uma dada escavação. Durante a fase inicial, a ocorrência de um retardamento, entre a escavação de um nível e a instalação de um apoio, resultará num dado movimento de deformação da parede e do terreno. Para este caso a parede deformar-se-á como uma consola, enquanto o terreno adjacente se deformará numa dada tipologia que se pode, de uma forma simplificada, comparar com um triângulo, onde o assentamento máximo se encontrará junto à parede como mostra a Figura 2.3.a). Quando a escavação avança para profundidades elevadas, a parte superior da parede já estará suportada por apoios e neste caso irão ocorrer movimentos horizontais profundos, pelo que a parede deformar-se-á com uma tipologia equivalente à de uma viga, como é possível observar na Figura 2.3.b). A combinação do movimento tipo consola com o movimento tipo viga resultará nas deformações apresentadas na Figura 2.3.c), onde o assentamento do terreno se equipara a um trapézio.

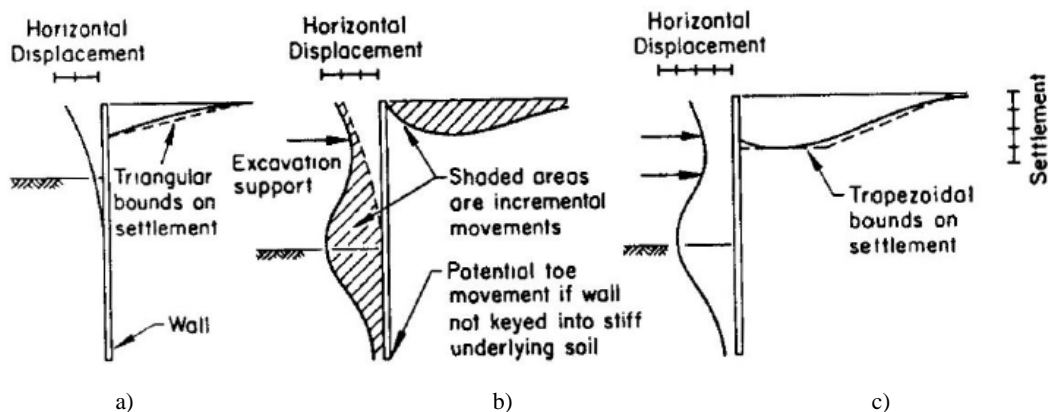


Figura 2.3 - Deformações da parede e assentamentos associados: a) Deformação da parede com a tipologia de uma consola; b) Deformação com a tipologia de uma viga; c) Combinação das deformações citadas em a) e b) (Clough & O'Rourke, 1990)

Por forma a poder prever antecipadamente o tipo de deformação da parede é muito importante realizar uma monitorização do seu comportamento numa fase inicial da escavação.

Hsieh & Ou (1998) verificaram que, independentemente da forma de deformação final das paredes, estas começavam sempre por deformar como uma consola. Deste modo, desenvolveram uma metodologia quantitativa para a previsão da curva de subsidência, tendo em conta as deformadas horizontais da parede. Para esta metodologia calculam-se as áreas indicadas, na fase inicial e na fase final da construção (Figura 2.4).

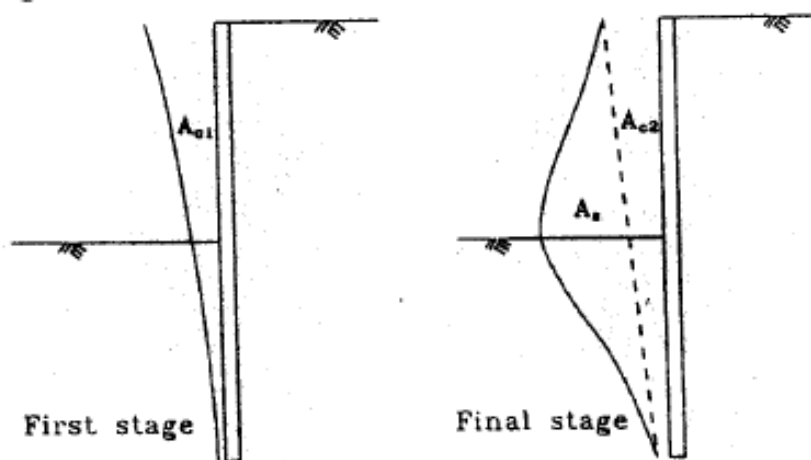


Figura 2.4 - Áreas de deformadas da componente consola e da componente viga (Hsieh & Ou, 1998)

- ✓ $A_c = \max(A_{c1}; A_{c2})$:
 - A_{c1} – Área da componente de deformação tipo consola em fase inicial;
 - A_{c2} – Área da componente de deformação tipo consola em fase final.
- ✓ A_s – Área da componente de deformação tipo viga.

Ambas as curvas são separadas pela relação $A_s = 1,6A_c$, assim sendo, tem-se:

- ✓ $A_s \geq 1,6A_c \Rightarrow$ Curva côncava;
- ✓ $A_s < 1,6A_c \Rightarrow$ Curva tímpano.

2.2.2 Magnitude do deslocamento horizontal máximo

Uma vez definido o modo de deformação da parede, é necessário estudar a magnitude do deslocamento máximo, comparando-o com o deslocamento expectável. Se forem verificados valores máximos fora dos intervalos expectáveis poderá ser concluído que esse desvio será consequência de um fator externo, não identificado e que necessitará de ser investigado.

Por forma a comprovar a magnitude dos deslocamentos horizontais, Goldberg et al. (1976) realizaram uma coleta de dados de diversos casos de estudo. Para os solos compostos por areias, gravilhas e argilas médias a rijas foram verificados deslocamentos laterais menores a 0,35% da altura de escavação (H), não tendo sido notada nenhuma influência do tipo de estrutura de suporte. Para solos compostos por argila mole a média foram verificados valores de deslocamentos horizontais de $1,00\%H$ para cortinas de estacas prancha ou muros de Berlim (pré-esforçados ou não) e de $0,25\%H$ ou menos para paredes moldadas.

Clough & O'Rourke (1990) verificaram que para argilas rijas, solos residuais e areias, a deformação horizontal máxima da parede ronda a média de $0,20\%H$. De notar que não foi identificada nenhuma diferença na magnitude dos movimentos máximos para todos os tipos de paredes estudadas. Segundo Clough & O'Rourke (1990) e em oposição ao que acontece em solos com melhores capacidades mecânicas, existe a necessidade de uma especial atenção relativamente à estabilidade do fundo de escavação para os solos de argila mole a média, pois estes tipos de solo são em grande parte afetados por deformações abaixo da escavação. Clough et al. (1989) desenvolveram um método para a previsão da deformação horizontal máxima de uma parede em argilas moles. Este método está ilustrado na Figura 2.5, onde os deslocamentos horizontais máximos (δ_{hm}) dependem do FS (fator de segurança) contra o levantamento do fundo de escavação e da rigidez do sistema da parede de contenção (K), definido por:

$$K = EI/(\gamma_w \bar{h}^4) \quad (2.1)$$

em que:

EI é a rigidez de flexão por unidade de largura da parede de contenção;

γ_w é o peso volúmico da água;

\bar{h} é a média da distância entre apoios.

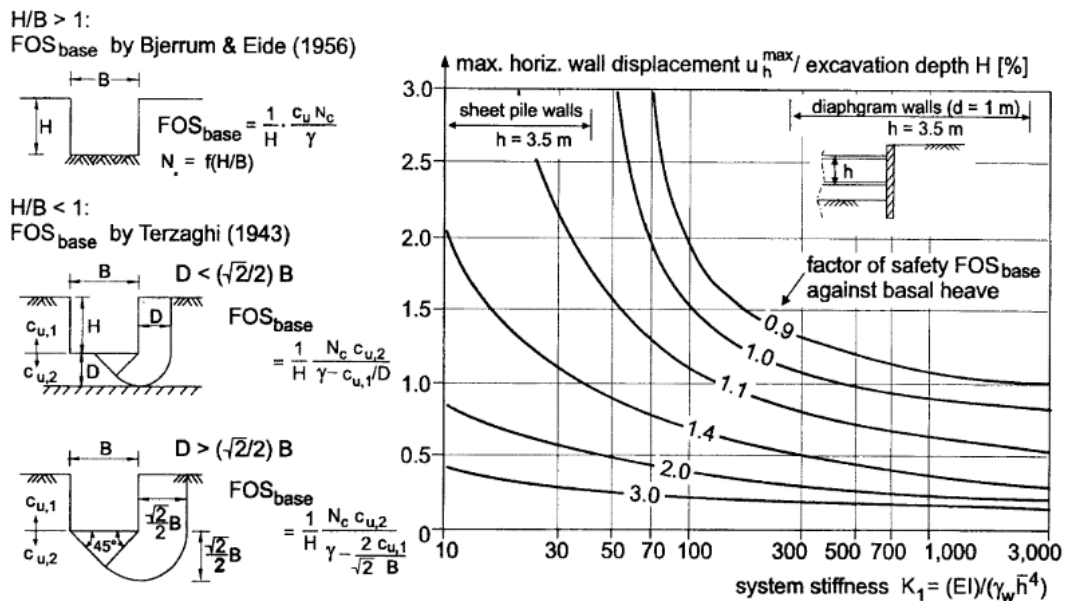


Figura 2.5 - Curvas de obtenção de deslocamento horizontal máximo de uma parede para argilas moles (Moormann, 2004)

Long (2001) recolheu informação de 296 casos de estudo de deformações de paredes e assentamentos de solo verificados em escavações profundas em todo o mundo. Concluiu que, para escavações entre paredes em solos rijos com elevado FS contra levantamento da base de escavação, os deslocamentos horizontais máximos encontram-se no intervalo de $0,05\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,25\%H$.

Relativamente a solos compostos por argilas moles com um baixo FS contra levantamento da base de escavação, foi possível verificar a ocorrência de movimentos até $\delta_{hm} = 3,20\%H$.

Moormann (2004) compilou numa base de dados as informações relativas a 536 casos de estudo de deformações de paredes e assentamentos de solo verificados em escavações profundas em todo o mundo. Verificou que para argilas moles ($c_u < 75 \text{ kN/m}^2$) o deslocamento horizontal máximo encontra-se no intervalo de $0,50\%H \leq \delta_{hm} \leq 1,00\%H$. Relativamente a argilas rijas ($c_u \geq 75 \text{ kN/m}^2$) e areias, os valores médios verificados foram $\delta_{hm} = 0,25\%H$ e $\delta_{hm} = 0,27\%H$ respetivamente.

Mais tarde, Leung & Ng (2007) realizaram um estudo composto por 14 escavações profundas em Hong Kong. Este estudo passou pela monitorização da deformação das paredes e dos assentamentos superficiais do terreno na construção de estruturas de contenção betonadas in situ, implementadas num perfil de solo misto, composto por camadas sucessivas de depósitos marinhos e/ou aluvionares e geomateriais decompostos. Os dados coletados foram divididos em dois grupos, tendo em conta os resultados do N (número total de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm) obtido do ensaio de penetração dinâmica (SPT), sendo: Grupo A ($N \leq 30$) e Grupo B ($N > 30$). Relativamente aos casos incluídos no Grupo A ($N \leq 30$), os valores do

deslocamento horizontal máximo variam no intervalo de $0,19\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,29\%H$ não tendo sido verificada nenhuma diferença na magnitude dos valores para as diferentes metodologias construtivas. Para os casos incluídos no Grupo B ($N > 30$) os valores do deslocamento horizontal máximo variaram no intervalo de $0,09\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,20\%H$.

Wang et al. (2010) coletaram e analisaram dados de deslocamentos de paredes e de assentamentos de solo de 300 casos de estudo em escavações profundas no solo mole de Shanghai. O estudo teve como objetivo entender a influência de diversos fatores nos movimentos associados a uma escavação, sendo que os dados foram divididos pelas tipologias de estruturas de contenção adotadas. Assim sendo, foram verificados os intervalos de $0,10\%H \leq \delta_{hm} \leq 1,00\%H$ para as paredes moldadas e cortinas de estacas tangentes e de $0,30\%H \leq \delta_{hm} \leq 3,20\%H$ para as cortinas de estacas prancha.

Xiao et al. (2019) analisaram os resultados obtidos da monitorização de 92 escavações com diferentes larguras em solos argilosos moles. Neste estudo foi verificado que o deslocamento horizontal máximo da parede aumenta com o aumento da altura de escavação, tal como foi observado por Wang et al. (2010) e Long (2001). Os valores do deslocamento horizontal máximo variaram no intervalo de $0,05\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,55\%H$.

Na Tabela 2.1 é apresentado um resumo sucinto da magnitude do deslocamento horizontal máximo verificado após a realização de uma escavação profunda, tendo em conta os principais estudos disponíveis em literatura.

Tabela 2.1 - Resumo das magnitudes do δ_{hm} verificadas para cada tipo de terreno nos diferentes estudos encontrados na literatura

Estudo	Tipologia de solo	Magnitude do δ_{hm}
Goldberg et al. (1976)	Areias, gravilhas e argilas médias a rijas	$0,00\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,35\%H$
Clough & O'Rourke (1990)	Areias, solos residuais e argilas rijas	$0,20\%H^*$
Long (2001)	Solos rijos com elevado FS	$0,05\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,25\%H$
	Argilas moles com um baixo FS	$0,00\%H \leq \delta_{hm} \leq 3,20\%H$
Moormann (2004)	Argilas rijas ($c_u \geq 75 \text{ kN/m}^2$)	$0,25\%H^*$
	Areias	$0,27\%H^*$
	Argilas moles ($c_u < 75 \text{ kN/m}^2$)	$0,50\%H \leq \delta_{hm} \leq 1,00\%H$

Leung & Ng (2007)	Grupo A com $N \leq 30$ (N valor do ensaio SPT)	$0,19\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,29\%H$
	Grupo B com $N > 30$ (N valor do ensaio SPT)	$0,09\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,20\%H$
Wang et al. (2010)	Argila mole	$0,10\%H \leq \delta_{hm} \leq 1,00\%H$
		$0,30\%H \leq \delta_{hm} \leq 3,20\%H$
Xiao et al. (2019)	Argila mole	$0,05\%H \leq \delta_{hm} \leq 0,55\%H$

Nota: * = valores médios

De notar que a Tabela anterior foi organizada relativamente ao tipo de terreno uma vez que, segundo a literatura disponível, existe alguma dificuldade em ter certezas sobre a influência que a metodologia construtiva tem na magnitude dos deslocamentos máximos. Wang et al. (2010) verificaram que as estruturas construídas pelo método “*top-down*” (de cima para baixo) tendem a apresentar valores de deslocamentos horizontais da parede menores. Este dado é consistente com as descobertas de Moormann (2004), mas contrário ao reportado por Leung & Ng (2007), que para o caso dos solos de Hong Kong, não verificaram influência da metodologia de construção na magnitude do deslocamento horizontal da parede nos métodos “*top-down*” e “*bottom-up*” (de baixo para cima). De maneira oposta, o tipo de parede tem uma influência significativa no deslocamento horizontal máximo. Assim é esperado que em soluções mais flexíveis, como as cortinas de estacas prancha ou muros de Berlim, se verifiquem valores de deslocamento horizontal máximo maiores, comparativamente com soluções mais rígidas, tais como paredes moldadas ou cortinas de estacas tangentes (Moormann (2004); Wang et al. (2010)).

Quanto à localização do deslocamento máximo existe alguma unanimidade na literatura. Wang et al. (2010) verificaram que a profundidade do deslocamento horizontal máximo da parede ($H_{\delta_{hm}}$) aumenta à medida que a altura de escavação (H) aumenta. O limite inferior é definido por: $H_{\delta_{hm}} = 0,5H$ e o limite superior por: $H_{\delta_{hm}} = 1,4H$. Esta análise corrobora o estudo de Moormann (2004), que mostrou que o deslocamento horizontal máximo da parede para a maioria das escavações profundas em solo mole se encontra no intervalo de $0,5H \leq H_{\delta_{hm}} \leq 1,5H$. Ambas as observações encontram-se em concordância com o que foi verificado posteriormente por Wang et al. (2010).

2.2.3 Efeitos prejudiciais

Como é patente nas secções anteriores, a maioria dos autores de literatura relacionada com o tema realiza sempre uma análise dos deslocamentos horizontais da parede em função da altura de escavação (H), tendo sido comprovado que o aumento de H resultará, de forma inequívoca, no aumento do deslocamento horizontal máximo (Leung & Ng (2007); Wang et al. (2010)). Ainda assim, a altura de escavação não é o único fator que poderá fazer incrementar os

movimentos associados a uma escavação, pelo que, neste subcapítulo, serão analisados diversos outros efeitos prejudiciais citados na literatura.

2.2.3.1 Efeito da altura da parede

Hashash & Whittle (1996) estudaram as deformações da parede tendo em conta o efeito da altura da parede (L). Para isso, realizaram uma comparação entre duas escavações com alturas de paredes diferentes em solo de argila mole. Como se pode observar na Figura 2.6 são apresentados exemplos de parede com 40 m de altura ($L = 40$ m – Figura 2.6 a) e com 20 m de altura ($L = 20$ m – Figura 2.6b)). De notar que ambas as paredes estão suportadas por apoios a cada 2,5 m e que foi considerada uma altura de parede não apoiada inicialmente de $h_u = 2,5$ m. Desta forma foi possível verificar que a deformação do conjunto é claramente afetada pela altura da parede. Hashash & Whittle (1996) verificaram que, na parede mais curta ($L = 20$ m), a deformação máxima se encontrava localizada no fundo de escavação, mesmo para profundidades de escavação pequenas (ver Figura 2.6.b)), enquanto no caso da parede mais comprida ($L = 40$ m) essa deformação máxima se encontrava localizada 8 a 10 m abaixo do fundo de escavação (ver Figura 2.6.a)).

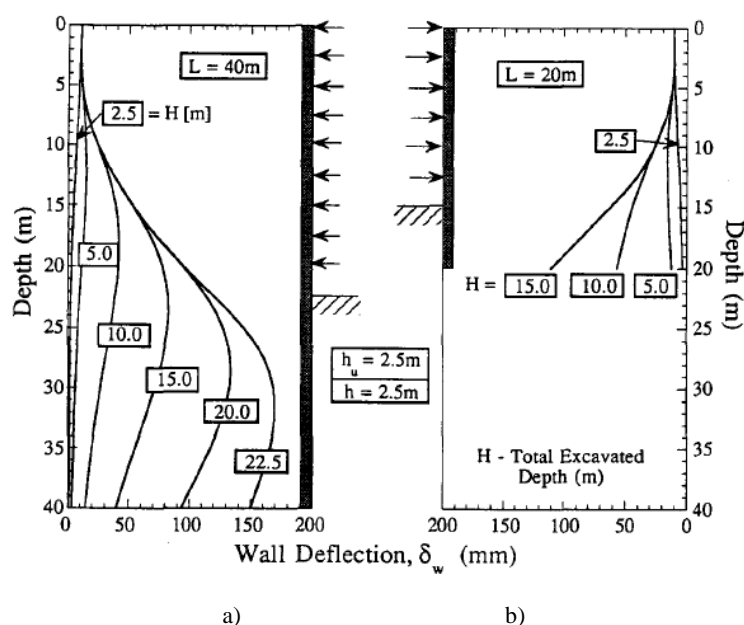


Figura 2.6 - Efeito que a altura da parede tem nas deformações horizontais: a) Parede com $L=40$ m; b) Parede com $L=20$ m (Hashash & Whittle, 1996)

2.2.3.2 Efeito do afastamento dos apoios

De forma a realizar a verificação dos efeitos causados pelas condições de apoio, Hashash & Whittle (1996) realizaram uma comparação entre dois casos de paredes com 60 m de altura, uma apoiada continuamente e outra apoiada a cada 10 m. A Figura 2.7.a) ilustra a parede apoiada continuamente, verificando-se que o comportamento é semelhante ao da Figura 2.6.a), tendo-se observado que a deformação horizontal máxima da parede se encontrava localizada a cerca de

10 m de profundidade relativamente ao fundo de escavação. A Figura 2.7.b) apresenta o caso da parede apoiada a cada 10 m de profundidade, sendo verificadas grandes deformações horizontais acima do nível de escavação e o valor máximo perto do fundo de escavação.

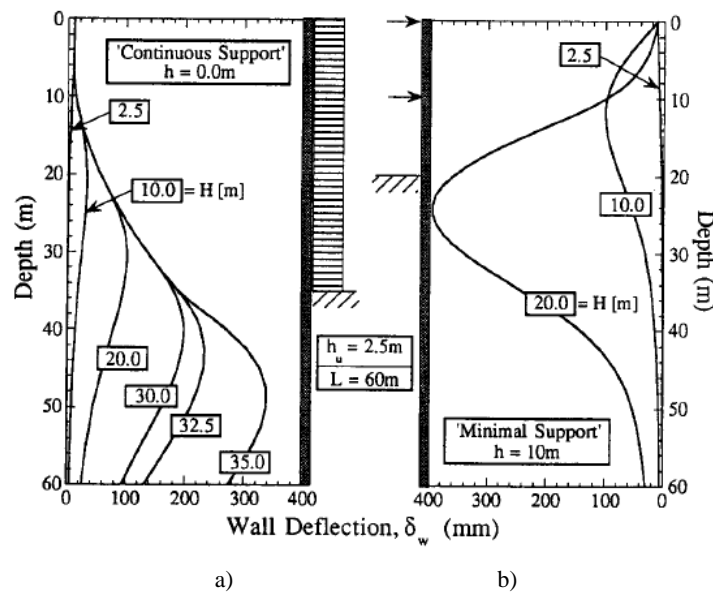


Figura 2.7 - Efeito que o afastamento dos apoios tem nas deformações horizontais da parede: a) Parede apoiada continuamente; b) Parede apoiada a cada 10 m (Hashash & Whittle, 1996)

2.2.3.3 Efeito da escavação não apoiada inicialmente

Hashash & Whittle (1996) realizaram ainda um estudo relativo a escavações não apoiadas inicialmente, com o objetivo de verificar o comportamento da parede numa fase inicial. Para isso realizaram uma comparação entre dois casos com alturas de parede não apoiadas inicialmente (h_u) distintas, tendo uma parede $h_u = 2,5$ m e a outra $h_u = 5$ m.

Como já tinha sido observado anteriormente, nomeadamente na Figura 2.6.a), os movimentos iniciais do tipo consola são muito pequenos comparativamente com os movimentos subsequentes da acumulação de deformações abaixo do último nível de apoio (deformação tipo viga). O caso da parede com altura não suportada de $h_u = 2,5$ m encontra-se apresentado na Figura 2.8.a). A esta altura verifica-se que a deformação horizontal da parede é de aproximadamente $\delta_{hm} = 10$ mm. Por comparação, no caso da parede com altura não suportada de $h_u = 5$ m foi verificado $\delta_{hm} = 60$ mm, valor este que não se altera por mais 10 a 15 m de escavação. Pelo que foi concluído que o facto de uma dada escavação não estar apoiada influencia de forma negativa a estrutura, incrementando os deslocamentos horizontais da parede.

Contudo, Hashash & Whittle (1996) verificaram que, quando se dá a transição entre a fase de deformação tipo consola para a fase de deformação tipo viga, existe um grande aumento dos momentos flectores na parede, conforme se pode observar na Figura 2.8.b).

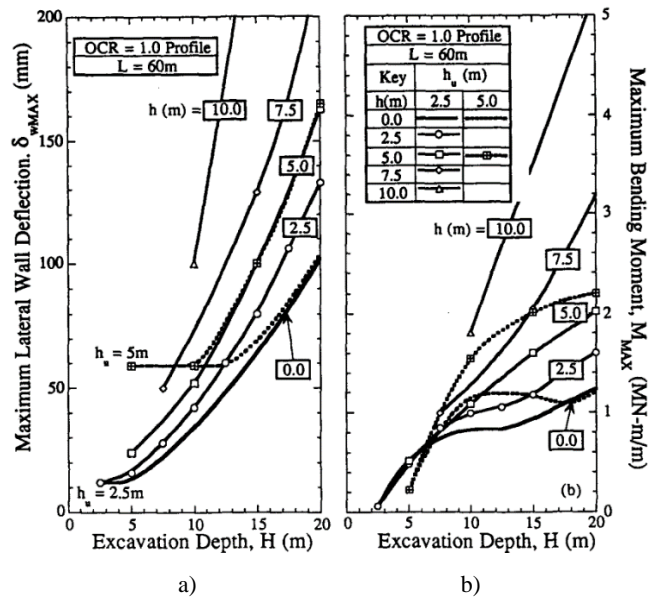


Figura 2.8 - Efeito que a escavação não apoiada inicialmente tem em: a) Deformações horizontais da parede; b) Momentos fletores (Hashash & Whittle, 1996)

2.2.3.4 Efeito da rigidez do sistema de contenção

A rigidez global do sistema é influenciada por diversos fatores, tais como: rigidez à flexão da parede, rigidez axial, localização e espaçamento dos apoios (Wang et al., 2010). O efeito que a rigidez do sistema de contenção tem nos deslocamentos horizontais máximos da parede tem sido estudado por diversos autores. Assim, para estudar este efeito, Moormann (2004) criou o gráfico apresentado na Figura 2.9, que relaciona o deslocamento horizontal máximo da parede com a rigidez do sistema como foi definido por Clough et al. (1989) em argilas moles (Figura 2.9.a) e em argilas rijas (Figura 2.9.b)). Da análise a essa Figura constata-se a grande dispersão dos resultados, não tendo sido possível definir uma tendência da influência da rigidez do sistema nos deslocamentos horizontais da parede, tal como foi comprovado pelo trabalho de Leung & Ng (2007).

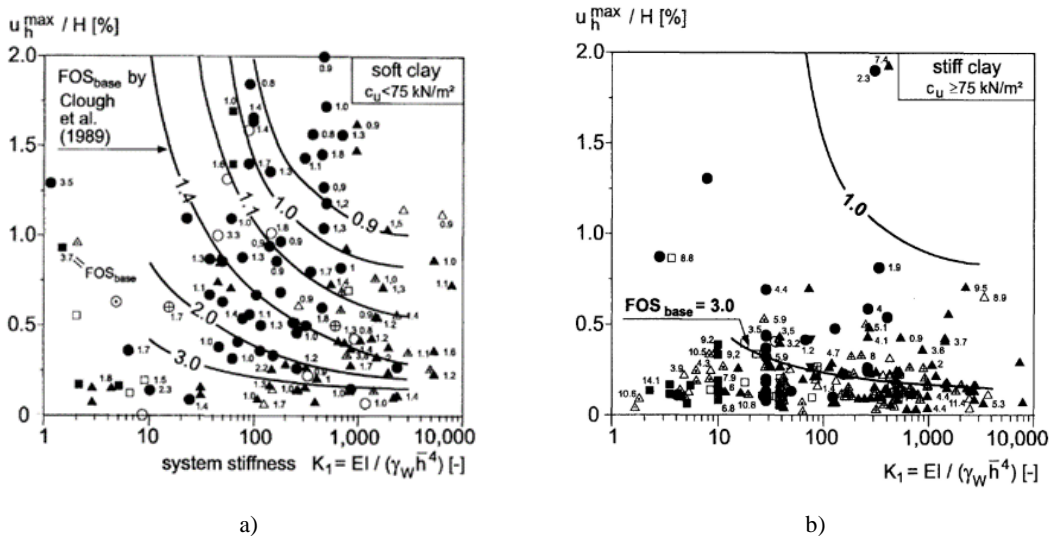


Figura 2.9 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez do sistema definido por Clough et al. (1989): a) Argila mole; b) Argila rija (Moormann, 2004)

Long (2001) verificou que as deformações derivadas de escavações profundas em areias e argilas rijas são largamente independentes da rigidez da parede e do tipo de suporte. A rigidez do sistema demonstrou apenas alguma influência nos casos de escavações em argilas moles com um FS baixo. Nos casos de argilas moles, mas com um FS adequado, a rigidez não parece ter muita relevância. Assim sendo, é previsível que os deslocamentos horizontais tendam a aumentar rapidamente com o aumento do risco de instabilidade do fundo de escavação, à medida que o valor do FS se aproxima de 1,0. Em oposição, à medida que o valor do FS aumenta, a rigidez do sistema vai-se tornando cada vez menos influente nos deslocamentos horizontais, mas é considerada de extrema importância quando $FS < 1,5$ (Moormann (2004); Long (2001); Leung & Ng (2007)).

Por forma a confirmar o que tinha sido comprovado previamente por diversos autores, Wang et al. (2010) criaram o gráfico apresentado na Figura 2.10, que relaciona o deslocamento horizontal máximo normalizado da parede (δ_{hm}/H) e a rigidez do sistema ($EI/\gamma_w h^4$). Nesta Figura é possível observar as curvas de dimensionamento propostas por Clough & O'Rourke (1990) tendo em conta o FS. Assim sendo, Wang et al. (2010) verificaram uma ligeira tendência para a diminuição do deslocamento horizontal máximo normalizado da parede com o aumento da rigidez do sistema, algo contrário aos estudos realizados previamente, o que suscitou algumas dúvidas quanto à real influência deste parâmetro.

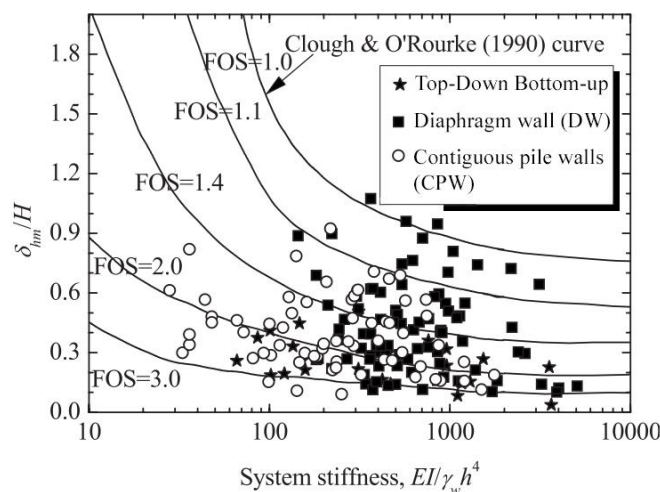


Figura 2.10 - Deslocamento horizontal máximo normalizado da parede em função da rigidez do sistema (Wang et al., 2010)

A rigidez do sistema de contenção é um aspeto de extrema importância no dimensionamento de escavações profundas, pelo facto de ter enormes implicações, quer a nível prático, quer a nível económico. Tendo em conta a maioria dos estudos disponíveis em literatura, pode-se concluir que o aumento da rigidez de um sistema não resultará numa diminuição dos deslocamentos horizontais da parede. Esta constatação significa que, uma vez conseguida a rigidez mínima necessária, os movimentos futuros serão determinados por outros fatores e um aumento da rigidez do sistema não resultará numa diminuição de movimentos. Este fenómeno

poderá ser justificado por diversos fatores externos, sendo o mais importante para o presente estudo a consideração da rigidez de estruturas adjacentes (Moormann, 2004).

2.2.3.5 Efeito da abertura do painel da parede

Poh & Wong (1998) utilizaram um caso de estudo de uma parede moldada num perfil de terreno misto para melhor entender a influência de diversos fatores. Para conseguir verificar o efeito da abertura do painel da parede, Poh & Wong (1998) monitorizaram os deslocamentos horizontais e assentamentos do terreno na envolvente da escavação, recorrendo a diversos equipamentos (inclinómetros e nivelamento geométrico de marcas, entre outros). A Figura 2.11 mostra os deslocamentos horizontais do terreno registados com seis inclinómetros a diversas distâncias. Para distâncias de 1,5 m, 3 m e 10 m para a frente da parede foram verificados deslocamentos de 21,5 mm, 12,1 mm e 5,1 mm respetivamente. Para as distâncias de 5 m e 10 m para trás da parede foram verificados 17,5 mm e 4,2 mm respetivamente. Este estudo mostrou que na abertura de um painel de uma parede moldada é possível verificar deslocamentos horizontais do solo mesmo a 10 m de distância da parede.

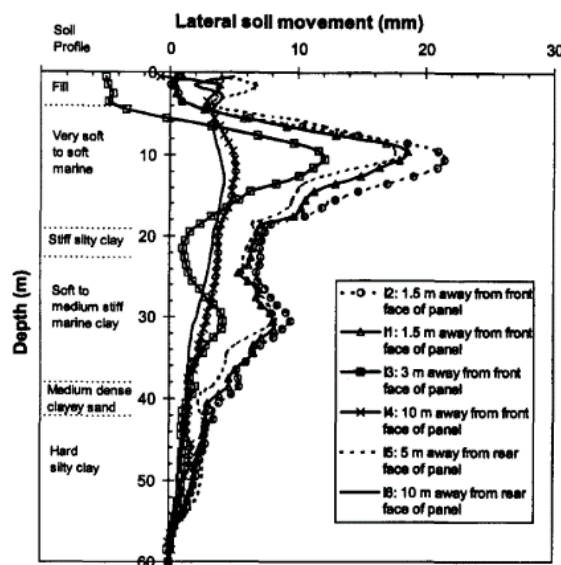


Figura 2.11 - Efeito que a abertura de um painel de uma parede moldada tem nos deslocamentos horizontais do solo (Poh & Wong, 1998)

2.2.3.6 Efeito de betonagem da parede

Poh & Wong (1998) verificaram o efeito da betonagem da parede através da monitorização dos movimentos de terreno antes e depois da betonagem de um painel. Tendo em consideração que o material introduzido é betão, logo bastante mais pesado do que o terreno circundante, é importante entender de que forma este terreno é afetado pela betonagem. Através da análise da Figura 2.12 é possível verificar que o peso elevado do betão fresco empurra o terreno. A magnitude deste fenómeno variou em altura devido ao atravessamento de diversos solos com capacidades resistentes distintas. Por fim e como esperado, verificou-se que a

betonagem causou uma diminuição substancial dos deslocamentos horizontais e que, após a betonagem, os deslocamentos tenderam a aumentar ligeiramente.

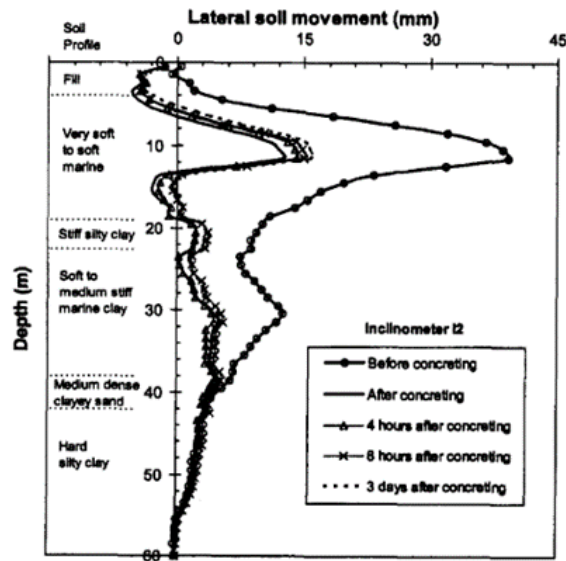


Figura 2.12 - Efeito que a betonagem de uma parede moldada tem nos deslocamentos horizontais do solo (Poh & Wong, 1998)

2.2.3.7 Efeito da largura de escavação

Por forma a estudar o efeito da largura de escavação na deformação horizontal de uma parede, Xiao et al. (2019) desenvolveram um estudo que passou pela análise dos resultados obtidos de 92 escavações profundas em solos argilosos moles. Os dados foram organizados por forma a ser possível verificar a deformação horizontal da parede em função da largura da escavação (B), como ilustra a Figura 2.13. Na Figura é possível observar que os valores do deslocamento horizontal máximo variam no intervalo de $0,013\%B \leq \delta_{hm} \leq 0,34\%B$, apresentando também uma linha de tendência. Esta linha foi estabelecida pelo facto de os autores terem verificado que, ao contrário do caso da altura de escavação, a deformação horizontal máxima da parede não aumenta de forma uniforme com o aumento da largura de escavação. Foi verificado que, para larguras pequenas, o deslocamento horizontal tende a aumentar com o incremento da largura, mas, a partir de certos valores, mantém-se inferior a um valor constante, como mostra a linha de tendência. Assim sendo, foi concluído que existe um valor da largura considerado como crítico, a partir do qual o deslocamento horizontal máximo deixa de aumentar, pelo que o aumento da largura da escavação não resultará no aumento do deslocamento máximo.

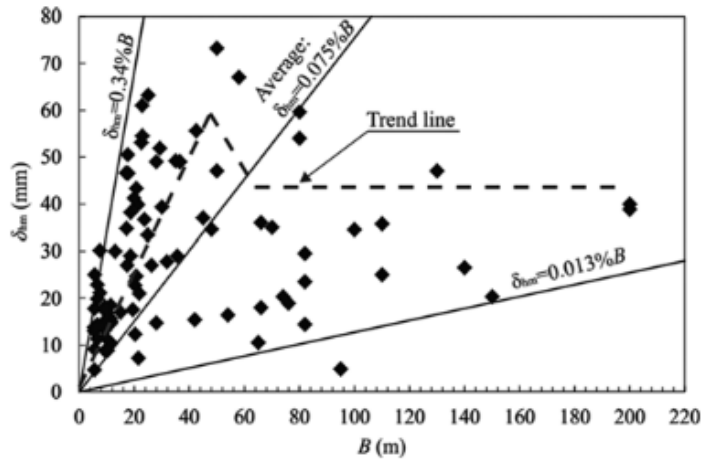


Figura 2.13 – Deslocamentos horizontais da parede em função da largura da escavação – casos de estudo (Xiao et al., 2019)

Por forma a comprovar as observações feitas através da monitorização de vários casos de estudo, Xiao et al. (2019) recorreram à modelação numérica, para realizar uma comparação de resultados. Na Figura 2.14 são apresentados os deslocamentos horizontais da parede para diversas larguras de escavação. Desta forma foi comprovado que os deslocamentos horizontais aumentam com o aumento da largura da escavação, de forma expressiva, até determinado valor de largura, sendo esse aumento esbatido para valores de largura superiores, tal como tinha sido observado nos casos de estudo.

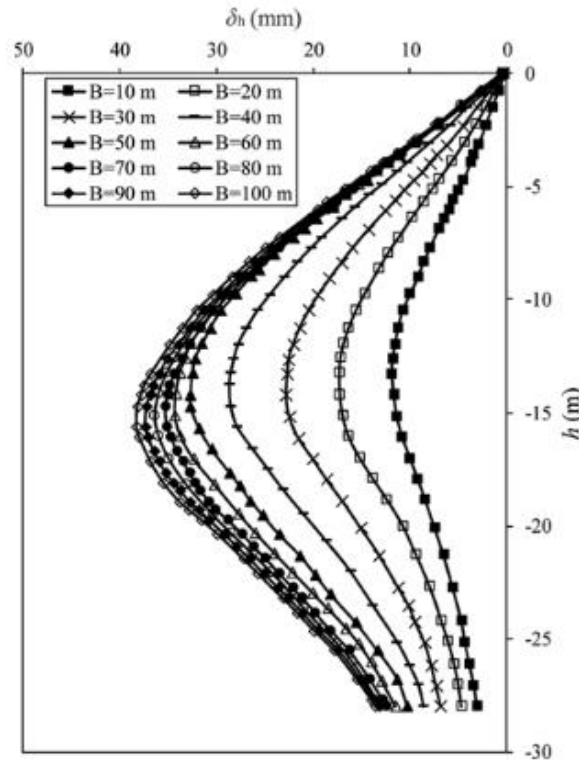


Figura 2.14 – Deslocamentos horizontais da parede em função da largura de escavação – análise numérica (Xiao et al., 2019)

2.3 Assentamento do terreno

2.3.1 Previsão de assentamentos

Goldberg et al. (1976) recorreram ao método dos elementos finitos para a determinação das curvas de subsidência resultantes de vários modos de deformação da parede em solos argilosos normalmente consolidados. Na Figura 2.15 apresentam-se as curvas de subsidência relativas às seguintes tipologias de deformação: a) inclinação sobre a base; b) rotação em relação ao topo; c) flexão pura. As tipologias a) e b) foram consideradas como representativas do comportamento de uma parede rígida (p. ex. parede moldada), enquanto a tipologia c) representa a deformação associada a uma parede flexível (p. ex. cortinas de estacas prancha ou muros de Berlim).

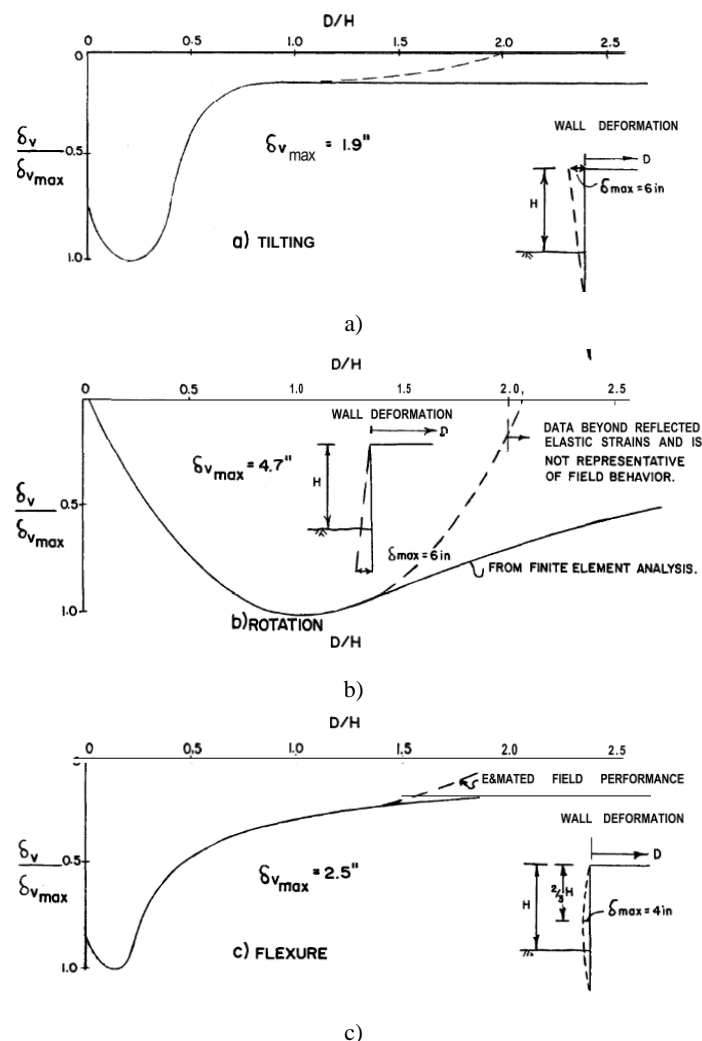


Figura 2.15 - Previsão das curvas de subsidência para solos argilosos normalmente consolidados utilizando o método dos elementos finitos: a) Inclinação sobre a base; b) Rotação em relação ao topo; c) Flexão pura (Goldberg et al., 1976)

Para o mesmo tipo de solos, apresentam-se na Figura 2.16 as curvas de subsidência resultantes da combinação dos comportamentos relativos a estruturas rígidas com os comportamentos derivados da flexão pura.

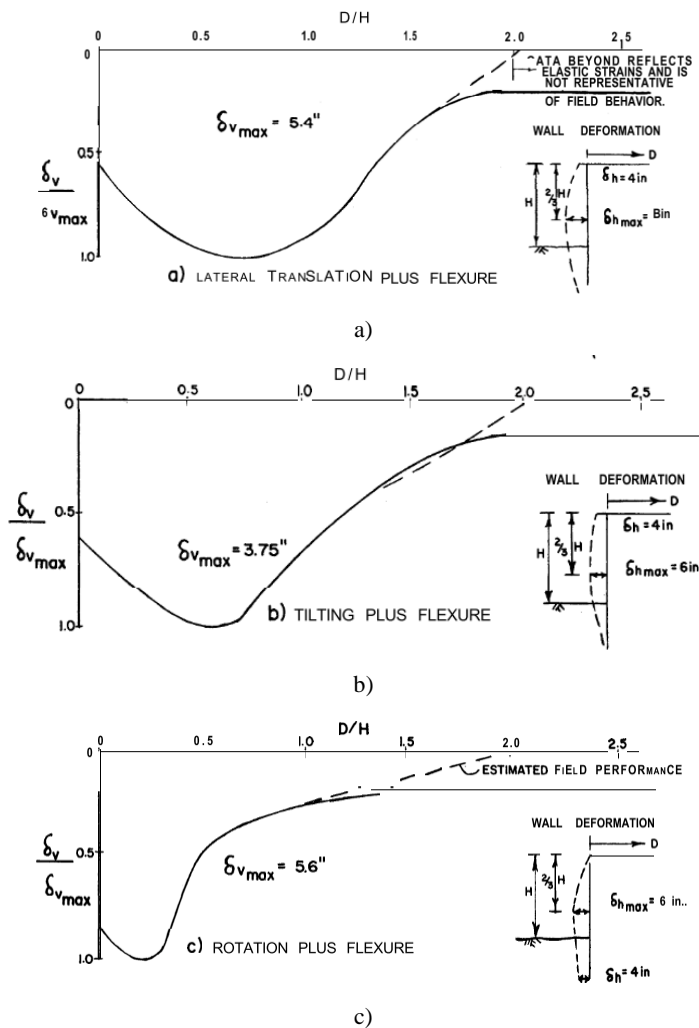


Figura 2.16 - Previsão das curvas de subsidência para solos argilosos normalmente consolidados utilizando o método dos elementos finitos: a) Translação lateral com flexão; b) Inclinação sobre a base com flexão; c) Rotação em relação ao topo com flexão (Goldberg et al., 1976)

Ainda que bastante elucidativas, as Figuras citadas anteriormente não permitem utilização prática, uma vez que foram calculadas caso a caso, através do método dos elementos finitos. Desta forma, não podem ser usadas como método de previsão viável, servindo apenas para representar possíveis modos de deformação do solo.

Segundo Clough & O'Rourke (1990), para escavações em areia ou argila rija a muito rija, a tipologia predominante de deformação da parede é do tipo consola, pelo que os assentamentos do solo seguem um perfil de deformação triangular. Para este caso, os perfis adimensionais de assentamento são apresentados na Figura 2.17.a) e b). Para escavações em argila mole a média, a tipologia predominante de deformação da parede é do tipo viga, pelo que os assentamentos do solo seguem o perfil de deformação trapezoidal apresentado na Figura 2.17.c). Neste método são utilizados como parâmetros característicos a altura de escavação (H) e o assentamento máximo (δ_{vm}). Este método é descrito como conservativo para a determinação dos perfis de assentamentos dos solos ou curvas de subsidência, sempre tendo em conta que é necessário o conhecimento

explícito do assentamento máximo do terreno para a determinação (também explícita) do perfil de assentamentos.

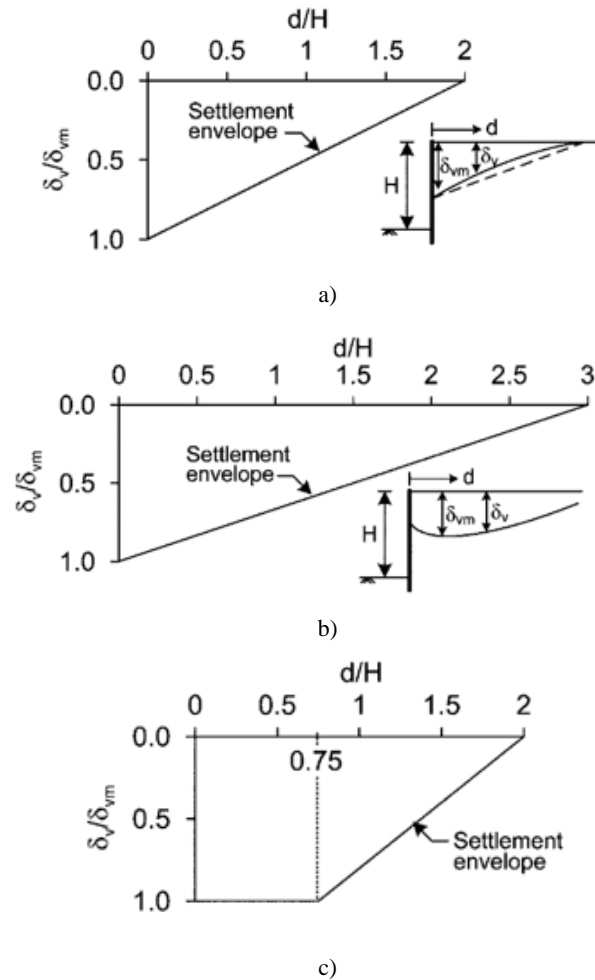


Figura 2.17 - Método para estimar limites máximos de assentamentos superficiais do solo: a) Areias; b) Argilas rijas a muito rijas; c) Argilas moles (Clough & O'Rourke, 1990)

Como já foi citado anteriormente, para escavações em solos argilosos moles é usual a existência de um movimento característico, denominado por levantamento da base de escavação e que requer especial atenção. Osman & Bolton (2006) propuseram um esquema para definir a área de influência deste mecanismo de deformação plástica, para escavações em solos argilosos moles suportadas por paredes multi-apoiadas, como é possível observar na Figura 2.18. As setas apresentadas no terreno demonstram a direção do fluxo plástico. Ao longo destas, o deslocamento é constante e na zona exterior o solo é considerado como rígido.

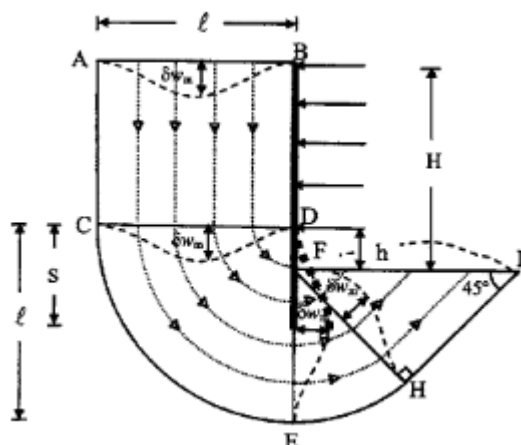


Figura 2.18 - Mecanismo de deformação plástica para escavações em argila mole (Osman & Bolton, 2006)

Por forma a calcular o comprimento da superfície de deformação plástica (ℓ) foi proposta a seguinte equação, dependente do comprimento da parede abaixo do último apoio (s):

$$\ell = \alpha s \quad (2.2)$$

em que:

Quando a parede intersesta uma camada rija abaixo da camada de argila mole: $\alpha = 1$;

Quando a parede intersesta uma camada de solo mole ou médio: $1 < \alpha < 2$, e;

Quando a parede intersesta uma camada de argila muito mole: $\alpha = 2$.

Tendo em conta os avanços feitos por Clough & O'Rourke (1990) na caracterização dos assentamentos do solo relativamente à deformação prévia da parede, Hsieh & Ou (1998) propuseram a existência de dois tipos de curvas de subsidência causadas por escavações entre paredes:

- ✓ Curva tímpano – Quando a tipologia de deformação da parede se equipara com a de uma consola. Neste caso a lei de assentamentos é do tipo parabólica, sendo o assentamento máximo verificado próximo da parede.
- ✓ Curva côncava – Quando a tipologia de deformação da parede se equipara com a de uma viga. Neste caso a lei de assentamentos é exponencial, sendo o assentamento máximo verificado a uma certa distância da parede.

Na Figura 2.19 apresentam-se os dois tipos de curvas de subsidência descritos.

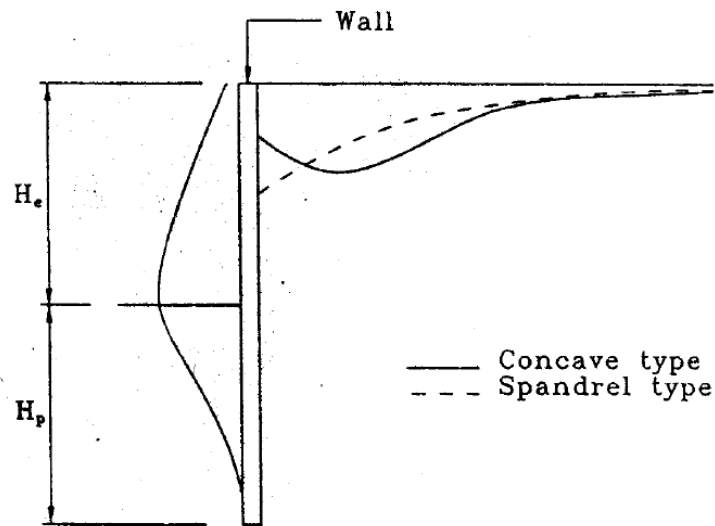


Figura 2.19 - Tipos de curvas de subsidência (Hsieh & Ou, 1998)

Segundo Hsieh & Ou (1998), se se verificar uma grande deformação da parede numa fase inicial da escavação, comparativamente com a deformação de uma fase posterior, é previsível que se gere uma curva de subsidência do tipo tímpano. Em contrapartida, se for verificado que numa fase inicial a deformação seja mínima, comparativamente com uma fase da escavação mais profunda, é previsível que se gere uma curva de subsidência do tipo côncava, pois nestes casos o movimento na zona superior da parede estará restringido pela instalação de sistemas de suporte.

Através dos resultados obtidos por simulação numérica, confirmados por observações de diversos casos de estudo, Xiao et al. (2019) propuseram as configurações de deformações para escavações que se apresentam na Figura 2.20, para uma escavação larga (a) e estreita (b). Para ambos os casos é possível observar o conjunto de três deformações: i) deformação da parede; ii) deformação do terreno no tardo da parede, e; iii) levantamento do fundo de escavação.

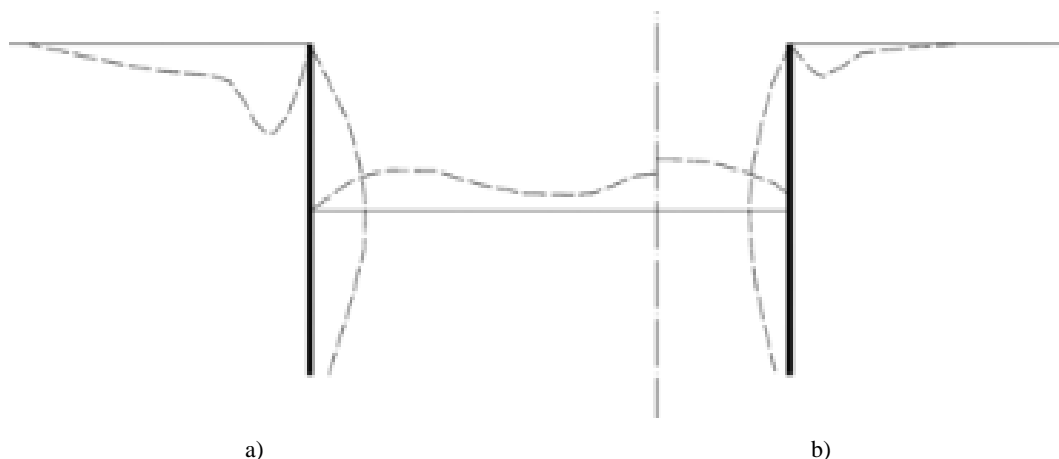


Figura 2.20 - Tipologias de deformações para diferentes larguras de escavação: a) Escavação larga; b) Escavação estreita (Xiao et al., 2019)

Ou & Hsieh (2011) definiram no seu estudo um critério por forma a separar as escavações consoante a sua largura. Uma escavação é considerada como larga quando é verificada a seguinte equação:

$$\sqrt{B^2 + H_e^2} > 2H_e \quad (2.3)$$

em que:

B é a largura da escavação;

H_e é a altura de escavação.

Para escavações em argila mole, Ou & Hsieh (2011) desenvolveram um esquema para representar a zona de influência da superfície de colapso (Figura 2.21). A Figura 2.21.a) trata o caso em que o substrato mais rijo se encontra afastado em profundidade e a Figura 2.21.b) o caso em que esse substrato se encontra próximo do fundo da escavação. Para o segundo caso foi introduzido um novo parâmetro, a espessura da camada de argila mole (H_f), para descrever a limitação da superfície de colapso.

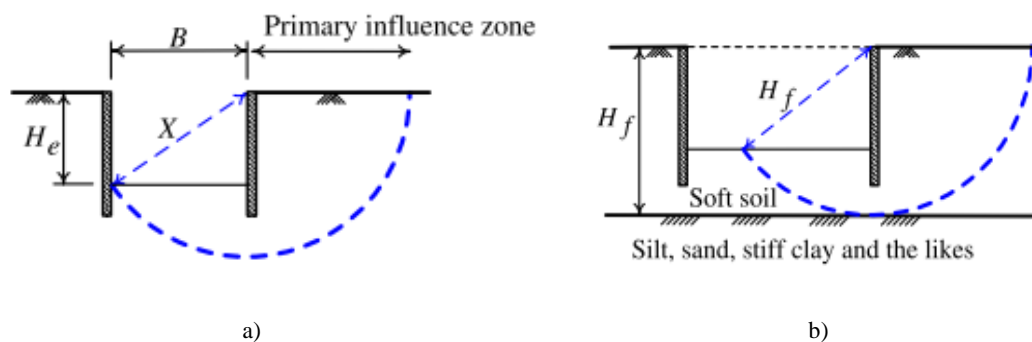


Figura 2.21 - Zona de influência primária de escavações em argila mole devido ao levantamento do fundo de escavação: a) Camada de areia ou argila rija afastada; b) Camada de areia ou argila rija próxima (Ou & Hsieh, 2011)

Desta forma, para o caso de uma escavação larga, a zona de influência primária (zona onde se verificam os assentamentos mais severos) pode ser assumida como a superfície de colapso, devido ao levantamento do fundo de escavação (PIZ_1). Esta é aproximadamente igual à largura da escavação (B) mas está limitada pela profundidade da base da camada de argila mole (H_f), pelo que se calcula através da seguinte equação:

$$PIZ_1 = \min(B; H_f) \quad (2.4)$$

Em oposição, uma escavação é considerada como estreita quando é verificada a seguinte equação:

$$\sqrt{B^2 + H_e^2} \leq 2H_e \quad (2.5)$$

em que:

B é a largura da escavação;

H_e é a altura de escavação.

Como é possível observar pela Figura 2.22.a), a superfície de colapso devido ao estado ativo é aproximadamente igual a duas vezes a altura de escavação ($2H_e$) para o caso do substrato rígido estar suficientemente afastado, verificando a equação seguinte:

$$H_g > 2H_e \quad (2.6)$$

Por outro lado, é possível observar pela Figura 2.22.b) que a superfície de colapso devido ao estado ativo pode ser considerada igual à profundidade do substrato rígido (H_g) para os casos onde seja verificada a equação seguinte:

$$H_g \leq 2H_e \quad (2.7)$$

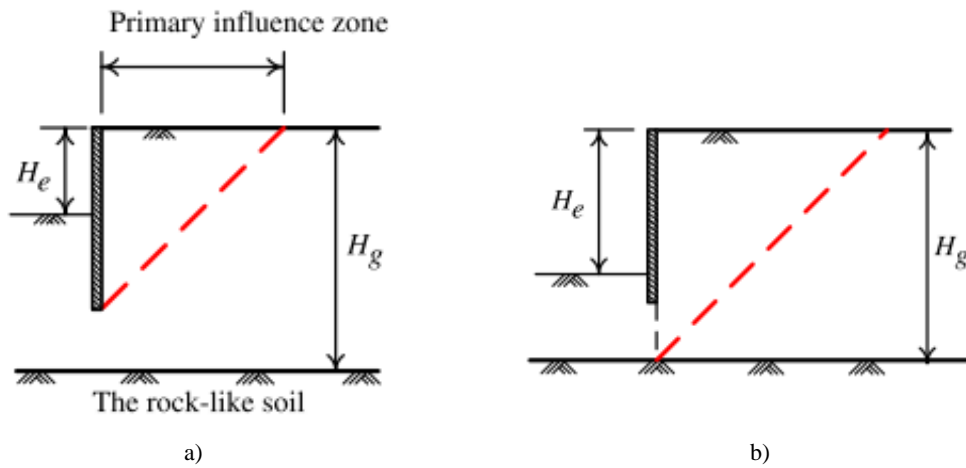


Figura 2.22 - Zona de influência primária devido ao modo de colapso ativo: a) Substrato rígido suficientemente afastado ($H_g > 2H_e$); b) Substrato rígido próximo ($H_g \leq 2H_e$) (Ou & Hsieh, 2011)

Assim, a zona de influência primária resultante do colapso devido ao estado ativo (PIZ_2) é aproximadamente duas vezes a altura de escavação ($2H_e$), mas está restringida pela profundidade do substrato rígido (H_g), pelo que se define:

$$PIZ_2 = \min(2H_e; H_g) \quad (2.8)$$

Foi ainda verificado que a zona de influência de assentamentos não depende da tipologia da curva de subsidência. Os parâmetros tidos em conta para a determinação da zona de influência primária são a altura de escavação, largura da escavação, profundidade do substrato rígido e profundidade da camada de argila mole. A zona de influência secundária (zona onde os assentamentos são mais ligeiros) é de igual dimensão à primária, para ambas as tipologias de curvas de subsidência.

A zona de influência primária (PIZ) pode ser determinada pelo máximo das zonas de influência consequentes dos colapsos devido ao levantamento do fundo de escavação (PIZ_1) e devido ao estado ativo (PIZ_2), pelo que:

$$PIZ = \max(PIZ_1; PIZ_2) \quad (2.9)$$

2.3.1.1 Curva tímpano

O método apresentado por Peck (1969) foi a primeira abordagem criada para estimar os assentamentos superficiais do terreno adjacente a uma escavação. Peck (1969) reuniu diversos casos de estudo e registou os valores dos assentamentos, por forma a criar o gráfico apresentado na Figura 2.23. De notar que este gráfico foi obtido através de casos de estudo com a utilização de paredes de Berlim ou cortinas de estaca prancha. A curva de subsidência é classificada em três zonas, I, II, III e esta classificação depende da tipologia de solo existente, assim como, da qualidade da mão de obra. Desta forma verifica-se que os assentamentos normalizados são $\delta_v < 1\%H$ para a zona I (areia e argila mole a rija) e de $\delta_v < 2\%H$ para a zona III (argila muito mole e argila mole a grande profundidade). Peck (1969) através do seu estudo definiu as zonas de influência dos assentamentos superficiais do solo como iguais a $4H$ no caso de argila muito mole e argila mole a grande profundidade e de $2H$ para o caso de areia e argila mole a rija.

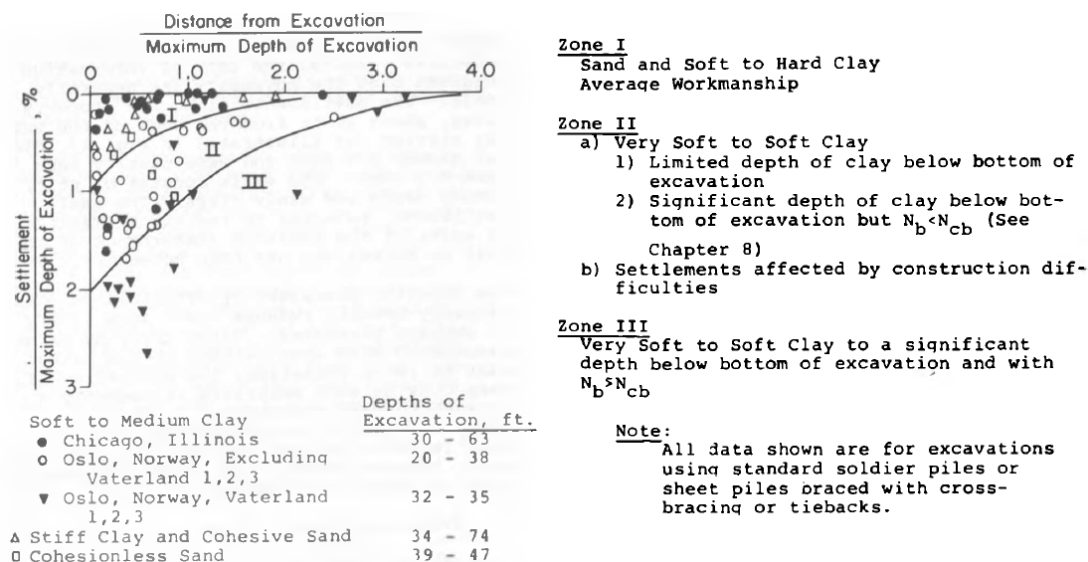


Figura 2.23 - Resumo do método de Peck para estimar assentamentos superficiais em função da distância à escavação (Peck, 1969)

Algum tempo após a publicação do estudo feito por Peck (1969), Bowles (1990) propôs um novo método empírico para a previsão da lei de assentamentos do solo próximo a uma escavação, que segue as seguintes etapas:

1. Estimar as deformações horizontais da parede;
2. Calcular o volume do movimento lateral de solo (V_s);
3. Estimar a zona de influência (D), utilizando o método de Caspe (1966):

$$D = (H_e + H_d) \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.10)$$

em que:

H_e é a altura final de escavação;

ϕ' é o ângulo de atrito do solo em tensões efetivas.

Para solos coesivos: $H_d = B$, onde B é a largura de escavação;

Para solos sem coesão: $H_d = 0,5 \cdot B \cdot \tan(45 + \phi'/2)$.

4. Estimar o assentamento máximo (δ_{vm}), assumindo que este se dá na parede:

$$\delta_{vm} = \frac{4Vs}{D} \quad (2.11)$$

5. Assumindo que a curva é parabólica, o assentamento (δ_v) à distância da parede (d) pode ser definido por:

$$\delta_v = \delta_{vm} \cdot (D - x/D)^2 \quad (2.12)$$

em que:

$D - x$ é a distância da parede.

Mais tarde, Hsieh & Ou (1998) propuseram o seguinte modelo, tendo por base 10 casos de estudo. A Figura 2.24 mostra que, para os 10 casos estudados, Hsieh & Ou (1998) verificaram que mesmo para situações com diferentes parâmetros, como altura de escavação, tipo de solo e sistemas de suporte, as curvas organizavam-se com um certo padrão, numa faixa limitada. Baseado nestes resultados foram criadas duas estimativas: i) estimativa média (a-d-c); ii) estimativa alta (a-b-c). Para o estudo foi utilizada a curva de estimativa alta, pelo que a lei de assentamentos superficiais pode ser definida por:

$$\delta_v = (-0,636 \sqrt{\frac{d}{H_e} + 1}) \cdot \delta_{vm} \quad (2.13)$$

Se $d/H_e < 2$; e

$$\delta_v = (-0,171 \sqrt{\frac{d}{H_e} + 0,342}) \cdot \delta_{vm} \quad (2.14)$$

Se $2 < d/H_e < 4$;

em que:

δ_v é o assentamento do solo;

d é a distância à parede.

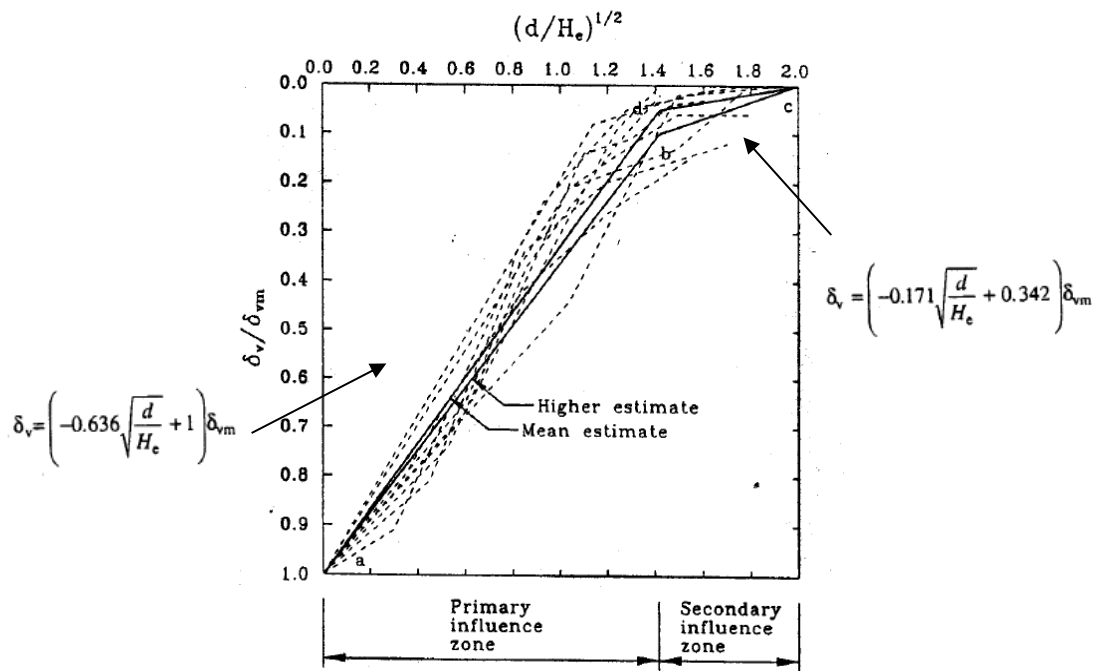


Figura 2.24 - Método proposto para a previsão de assentamentos de uma curva tímpano (Hsieh & Ou, 1998)

É notório que a zona de influência de uma dada escavação irá depender de diversos fatores como a profundidade de escavação, largura de escavação e tipo de solo. Hsieh & Ou (1998) propuseram a existência de duas zonas de influência distintas para a previsão de assentamentos superficiais. A zona primária, localizada na proximidade da parede, onde os assentamentos serão mais severos e, uma zona secundária, a uma certa distância, onde os assentamentos serão mais ligeiros. Houve a possibilidade de incluir uma terceira zona de influência, mas foi identificado que estes assentamentos teriam pequena relevância, pelo que poderiam ser desprezados. Hsieh & Ou (1998) verificaram que a extensão da zona secundária poderia ser assumida como suficientemente afastada da parede, pelo que, independentemente do tipo de curva de subsidência existente, o assentamento poderia ser considerado como o mesmo. Assim, definiram que seria $0,1\delta_{vm}$ a $2H$ e praticamente inexistente a $4H$. Estes pontos foram arbitrariamente ligados por linhas retas, por simplicidade, mas mais tarde foi comprovado tratar-se de uma boa aproximação. Este método foi comparado diretamente com os métodos de Peck (1969), Clough & O'Rourke (1990) e Bowles (1990) tendo apresentado os melhores resultados, quando comparado com os valores medidos no terreno. De notar que para utilizar, quer o método de Clough & O'Rourke (1990), quer o método de Hsieh & Ou (1998) é necessário conhecer, à priori, o valor máximo do assentamento do terreno.

Segundo Ou & Hsieh (2011), à data do seu estudo, era do conhecimento geral de que os métodos empíricos já desenvolvidos poderiam ser utilizados para determinação de assentamentos superficiais relativamente à fase final da escavação. No entanto, surgiu a necessidade de entender se estes métodos seriam adequados para previsão de assentamentos em fases intermédias de uma

dada escavação. Desta forma, Ou & Hsieh (2011) investigaram esta possibilidade através da utilização de um caso de estudo bem documentado, tratando cada fase construtiva como um caso de estudo independente, pelo facto do único parâmetro utilizado nos métodos anteriores ser a altura de escavação. Desta forma, verificaram que as zonas de influência de assentamentos não aumentaram com o aumento da altura de escavação, pelo que, confirmaram que os métodos existentes não são necessariamente válidos para a determinação de assentamentos do solo nas diversas fases intermédias de escavação.

Mais tarde, Ou & Hsieh (2011), refinaram o método previamente publicado para um espectro alargado de escavações, conseguindo ajustar o método já existente e torná-lo mais competente na previsão de assentamentos para as várias fases intermédias de uma escavação. Este estudo baseou-se largamente na previsão detalhada da zona de influência primária dos assentamentos. Na Figura 2.25 é possível observar o método refinado proposto por Ou & Hsieh (2011) para a previsão de assentamentos de uma curva tímpano. O método refinado propõe alguns ajustes, devido à mudança do parâmetro de referência da altura de escavação para a zona de influência primária. O assentamento no ponto da transição entre a zona de influência primária e a zona de influência secundária para a curva tímpano, também foi verificado como sendo igual a 1/6 do assentamento máximo ($1/6\delta_{vm}$). De notar que foi comprovado que ambas as zonas de influência primária (*PIZ*) e secundária (*SIZ*) têm sensivelmente a mesma dimensão para ambas as curvas de subsidência tímpano e côncava.

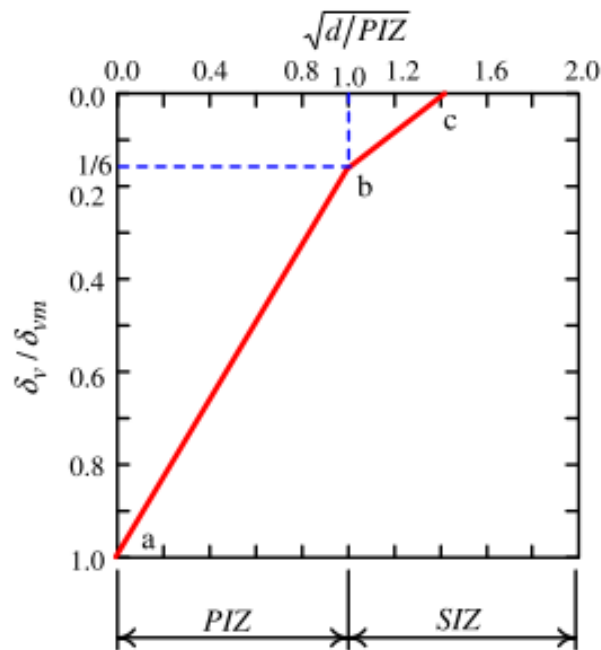


Figura 2.25 - Método refinado proposto para a previsão de assentamentos de uma curva tímpano (Ou & Hsieh, 2011)

2.3.1.2 Curva côncava

Por forma a fazer a previsão de assentamentos de uma curva côncava, Hsieh & Ou (1998) propuseram o modelo apresentado na Figura 2.26. Relativamente aos casos com curvas de subsidência côncavas presentes no estudo foi verificado que o assentamento do terreno na zona da parede foi de $0,5\delta_{vm}$. Ou et al. (1993) descobriram que para esta tipologia de curva, a distância à parede onde se verifica o assentamento máximo é aproximadamente igual a metade da profundidade até onde o deslocamento horizontal máximo da parede ocorreu. Como na maioria dos casos foi observado que a localização do deslocamento horizontal máximo era perto do fundo de escavação, então foi concluído que a distância à parede onde o maior assentamento ocorre pode ser assumida como metade da altura de escavação ($0,5H$). Por forma a determinar o valor do assentamento máximo do solo (δ_{vm}), Hsieh & Ou (1998) assumem a consideração empírica de $\delta_{vm} = 0,75\delta_{hm}$ ($0,5\delta_{hm} \leq \delta_{vm} \leq 1,0\delta_{hm}$).

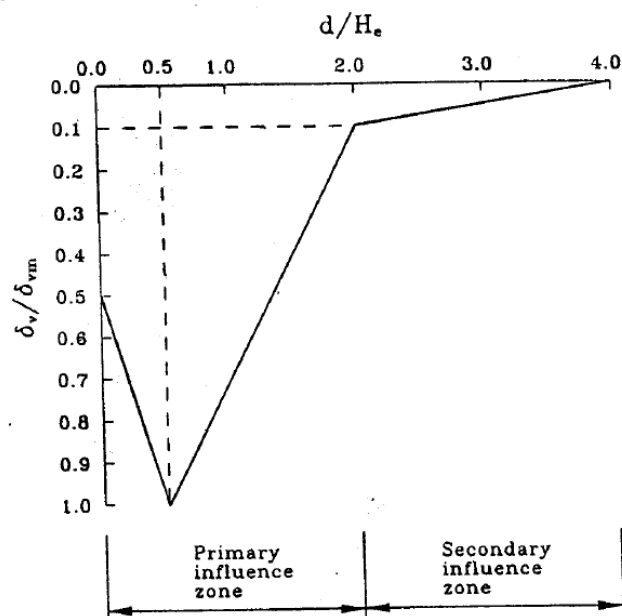


Figura 2.26 - Método proposto para a previsão de assentamentos de uma curva côncava (Hsieh & Ou, 1998)

Na Figura 2.27 apresenta-se o método proposto por Ou & Hsieh (2011) para a previsão de assentamentos de uma curva côncava. Tal como no método precedente, o assentamento junto à parede é considerado como metade do assentamento máximo ($\delta_{vm}/2$). A maioria das alterações feitas ao método antigo passaram pelo facto deste método refinado depender da zona de influência primária e não somente da altura de escavação. A localização do deslocamento máximo foi estimada como $1/3$ da zona de influência primária ($1/3PIZ$). O assentamento no ponto da transição entre a zona de influência primária e a zona de influência secundária para a curva côncava foi verificado como sendo igual a $1/6$ do assentamento máximo ($1/6\delta_{vm}$).

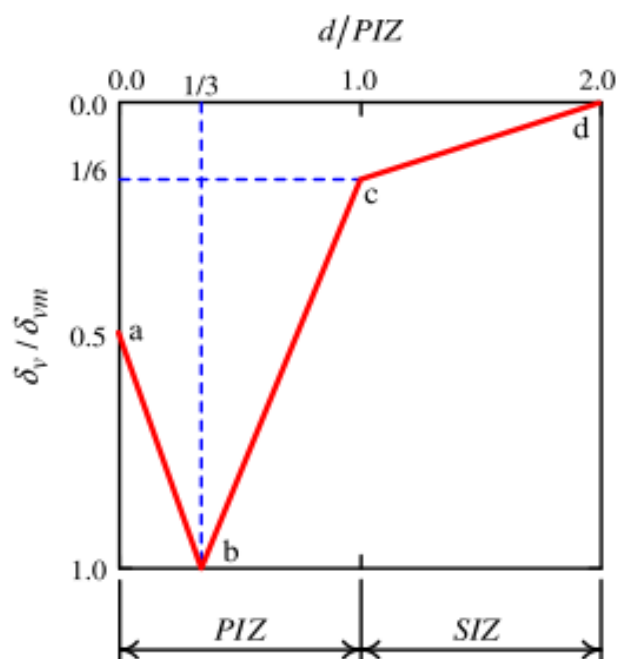


Figura 2.27 - Método refinado proposto para a previsão de assentamentos de uma curva côncava (Ou & Hsieh, 2011)

2.3.2 Magnitude do assentamento máximo

O estudo da magnitude do assentamento máximo é de extrema importância por este ser imprescindível para o desenvolvimento de uma curva de subsidência completa, pelo facto de diversos métodos empíricos partirem do pressuposto de que este valor é um dado conhecido.

Através da observação de diversos casos de estudo, Peck (1969) verificou assentamentos consideravelmente pequenos, na ordem dos $0,5\%H$, em solos arenosos e em solos granulares coerentes. Por outro lado, é provável o surgimento de assentamentos de maior magnitude em solos compostos por argilas moles, onde é possível verificar assentamentos na ordem dos $0,2\%H$ a distâncias iguais a três a quatro vezes a altura de escavação.

Clough & O'Rourke (1990) verificaram que para argilas rijas, solos residuais e areias o assentamento máximo do solo adjacente ronda a média de $0,15\%H$. Na mesma ordem de grandeza, Long (2001) concluiu pelo seu estudo que para escavações entre paredes em solos rijos com elevado FS contra levantamento da base de escavação, os assentamentos superficiais do solo encontram-se no intervalo de $0\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,20\%H$. De notar que não foi identificada qualquer relação entre diferentes tipologias de construção.

Moormann (2004) concluiu que a média da magnitude do assentamento máximo do solo para argilas moles, argilas rijas e areias é de $\delta_{vm} = 1,07\%H$, $\delta_{vm} = 0,18\%H$ e $\delta_{vm} = 0,33\%H$ respetivamente. Desta forma foi comprovada a suposição, já anteriormente referida, de que em escavações profundas, os assentamentos superficiais do solo são significativamente menores em argilas rijas comparativamente com os verificados em argilas moles.

Leung & Ng (2007) estudaram a magnitude do assentamento máximo do terreno relativamente à altura de escavação, pelo que, para os casos incluídos no Grupo A ($N \leq 30$) os valores do assentamento máximo variam no intervalo de $0,06\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,22\%H$ e para os casos incluídos no Grupo B ($N > 30$), variam no intervalo de $0,01\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,04\%H$.

Wang et al. (2010) verificaram variações nos assentamentos superficiais máximos no intervalo $0,10\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,80\%H$ em argila mole.

Xiao et al. (2019) confirmaram a existencia de uma tendência para o aumento do assentamento com o aumento da altura de escavação. No seu estudo, os valores do assentamento máximo variaram dentro intervalo de $0,05\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,70\%H$.

Na Tabela 2.2, é apresentado um resumo sucinto da magnitude do assentamento máximo do terreno verificado após a realização de uma escavação profunda, tendo em conta os principais estudos disponíveis na literatura.

Tabela 2.2 - Resumo das magnitudes do δ_{vm} verificadas para cada tipo de terreno nos diferentes estudos encontrados na literatura

Estudo	Tipologia de solo	Magnitude do δ_{vm}
Peck (1969)	Solos arenosos e granulares e coerentes	$0,00\%H \leq \delta_{vm} \leq 1,00\%H$
	Argilas moles	$1,00\%H \leq \delta_{vm} \leq 2,00\%H$
Clough & O'Rourke (1990)	Areias, solos residuais e argilas rijas	$0,15\%H^*$
Long (2001)	Solos rijos com elevado FS	$0,00\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,20\%H$
Moormann (2004)	Argilas rijas ($c_u \geq 75 \text{ kN/m}^2$)	$\delta_{vm} = 0,18\%H^*$
	Areias	$\delta_{vm} = 0,33\%H^*$
	Argilas moles ($c_u < 75 \text{ kN/m}^2$)	$\delta_{vm} = 1,07\%H^*$
Leung & Ng (2007)	Grupo A com $N \leq 30$ (N valor do ensaio SPT)	$0,06\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,22\%H$
	Grupo B com ($N > 30$) (N valor do ensaio SPT)	$0,01\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,04\%H$
Wang et al. (2010)	Argila mole	$0,10\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,80\%H$
Xiao et al. (2019)	Argila mole	$0,05\%H \leq \delta_{vm} \leq 0,70\%H$

Nota: * = valores médios

2.3.3 Efeitos prejudiciais

Neste subcapítulo, tal como no caso das deformações horizontais da parede, serão analisados diversos efeitos prejudiciais citados em literatura relativos ao aumento dos assentamentos superficiais do terreno, de modo a melhor compreender quais os fatores mais importantes quando se pretende dimensionar uma estrutura de contenção de uma escavação.

2.3.3.1 Efeito da altura da parede

De forma homóloga ao que foi apresentado no capítulo das deformações da parede, Hashash & Whittle (1996) utilizaram o mesmo exemplo para analisar os assentamentos superficiais do solo para ambos os casos de estudo. A Figura 2.28.a) ilustra a parede com 40 m ($L = 40$ m) e a Figura 2.28.b) a parede com 20 m ($L = 20$ m). Ambas as paredes estão suportadas por apoios a cada 2,5 m. Assim sendo, foi identificado que para alturas de escavação pequenas, o solo segue uma lei de assentamentos parabólica, mas assim que a altura de escavação aumenta, a lei de assentamentos altera-se drasticamente para uma composição exponencial. Desta forma, a posição do assentamento máximo altera-se da proximidade da parede para uma dada distância da mesma.

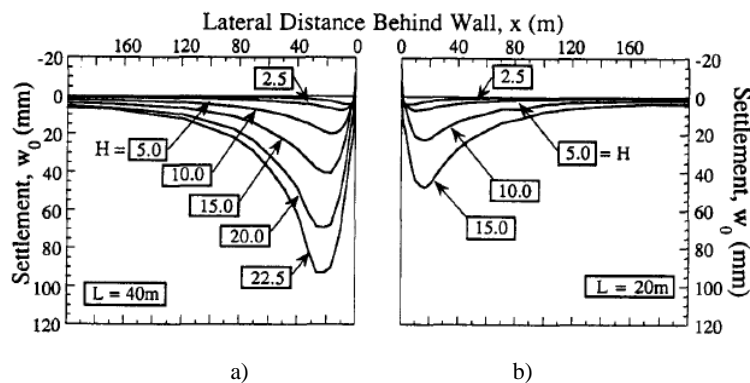


Figura 2.28 - Efeito que a altura da parede tem nos assentamentos superficiais do solo: a) Parede com $L=40$ m; b) Parede com $L=20$ m (Hashash & Whittle, 1996)

2.3.3.2 Efeito do afastamento dos apoios

Por forma a verificar o efeito que o afastamento dos apoios tem nos assentamentos superficiais do solo, Hashash & Whittle (1996) utilizaram o mesmo exemplo citado no capítulo das deformações da parede, onde uma parede apoiada continuamente foi comparada com uma parede apoiada a cada 10 m. A Figura 2.29.a) ilustra o caso da parede apoiada continuamente, sendo notório que, de uma forma global, os assentamentos do solo adjacente à escavação seguem as curvas apresentadas para o caso anterior da parede de $L = 40$ m suportada a cada 2,5 m (ver Figura 2.28.a)). Em oposição, na Figura 2.29.b) é visível que, mesmo para alturas de escavação pequenas, o facto da parede ser minimamente apoiada, faz com que os assentamentos superficiais

aumentem drasticamente, pelo que se confirmou a hipótese de que o afastamento dos apoios tem uma grande influência em escavações entre paredes.

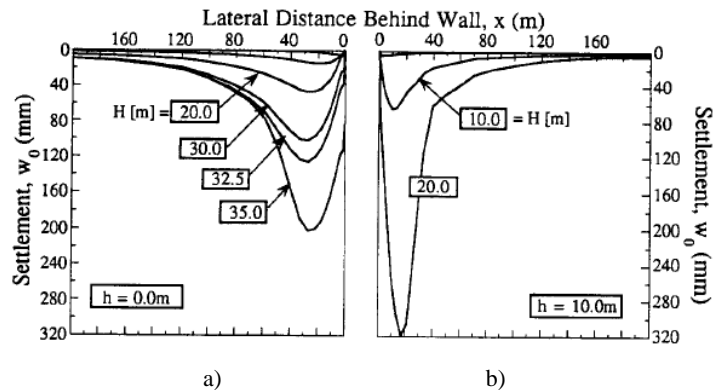


Figura 2.29 - Efeito que o afastamento dos apoios tem nos assentamentos superficiais do solo: a) Parede apoiada continuamente; b) Parede apoiada a cada 10 m (Hashash & Whittle, 1996)

2.3.3.3 Efeito da rigidez do sistema de contenção

Leung & Ng (2007) realizaram um estudo por forma a verificar o efeito que a rigidez do sistema de contenção tem nos assentamentos superficiais do solo, não tendo sido verificada nenhuma relação.

2.3.3.4 Efeito da abertura do painel da parede

No trabalho já anteriormente citado de Poh & Wong (1998), em que utilizaram um caso de estudo de uma parede moldada instrumentada, num perfil de terreno misto, para melhor entender a influência de diversos fatores é apresentada a Figura 2.30, onde se ilustram os assentamentos superficiais do solo medidos relativamente à distância à parede. É possível observar que estes tendem a aumentar com o processo da abertura do painel. Neste caso, verificou-se um assentamento máximo junto à parede (curva tímpano). Foi verificado que a abertura da vala para execução da parede resultou num movimento do solo adjacente à escavação em direção à vala e ao seu assentamento.

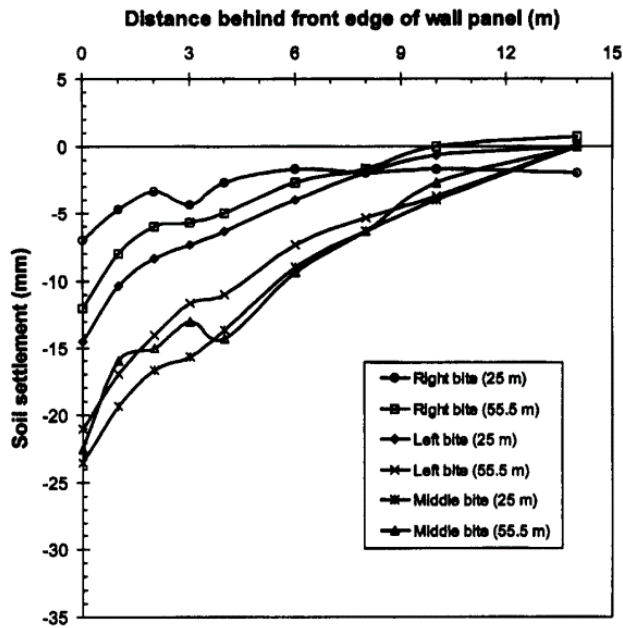


Figura 2.30 - Efeito que a abertura de um painel de uma parede moldada tem nos assentamentos do solo (Poh & Wong, 1998)

2.3.3.5 Efeito de betonagem da parede

Como já se referiu, Poh & Wong (1998) também verificaram o efeito da betonagem da parede, através da monitorização dos movimentos de terreno, antes e depois da betonagem de um painel. Relativamente aos assentamentos superficiais do solo, apresentaram a Figura 2.31, em que é patente que a betonagem do painel da parede reduziu notoriamente os assentamentos superficiais. Após a betonagem foi verificada uma diminuição contínua destes assentamentos.

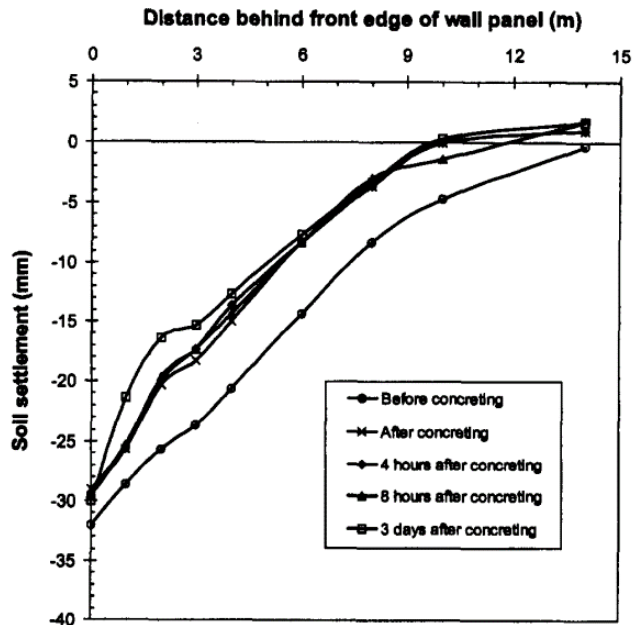


Figura 2.31 - Efeito que a betonagem de uma parede moldada tem nos assentamentos do solo (Poh & Wong, 1998)

2.3.3.6 Efeito da largura de escavação

Para apurar o efeito da largura de escavação no assentamento do terreno, Xiao et al. (2019) desenvolveram o estudo já referido que envolveu a análise dos resultados obtidos de 92 escavações profundas em solos argilosos moles. Os dados foram organizados por forma a ser possível verificar o assentamento máximo em função da largura da escavação (B), como é possível observar na Figura 2.32. Constata-se que os valores do assentamento máximo variam no intervalo de $0,01\%B \leq \delta_{vm} \leq 0,40\%B$. De forma homóloga ao que foi verificado para os deslocamentos horizontais, também no assentamento máximo do terreno, observa-se uma linha de tendência, crescente inicialmente, mantendo-se depois abaixo de um valor constante.

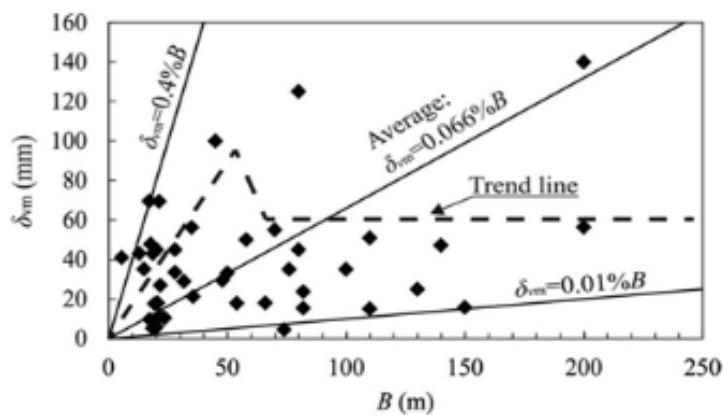


Figura 2.32 - Assentamento máximo em função da largura de escavação (Xiao et al., 2019)

Para comprovar as observações feitas através da monitorização dos casos de estudo, Xiao et al. (2019) recorreram a modelação numérica para comparação dos resultados. Na Figura 2.33 são apresentados os assentamentos superficiais do terreno para diversas larguras de escavação. Foi verificado que os assentamentos superficiais do terreno aumentam com o aumento da largura da escavação, de forma expressiva, até determinado valor de largura, sendo esse aumento esbatido para valores de largura superiores, tal como tinha sido observado nos casos de estudo.

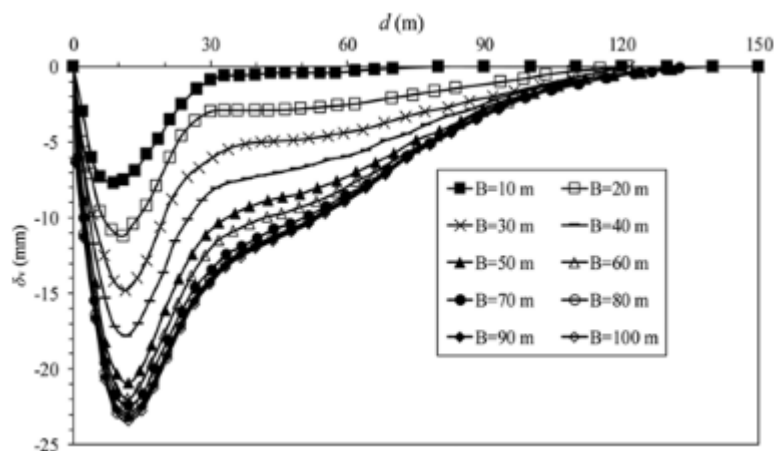


Figura 2.33 - Assentamento em função da distância à parede para diversas larguras de escavação (Xiao et al., 2019)

2.4 Relação entre deformação da parede e assentamento do terreno

Tendo por base diversos casos de estudo, é possível afirmar que existe uma relação concreta entre a deformação da parede e o assentamento do terreno (Goldberg et al. (1976), Clough & O'Rourke (1990), Hsieh & Ou (1998)). Assim, diversos autores na literatura investigaram esta relação para encontrar metodologias empíricas para determinar um dos parâmetros tendo em conta o outro, tal como no método de Hsieh & Ou (1998) citado anteriormente.

Por forma a verificar a existência de uma relação entre a deformação da parede e o assentamento do terreno, Goldberg et al. (1976) verificaram que, quer para o caso de solos compostos por argilas moles a médias, quer para o caso de solos compostos por argilas rijas a muito rijas, o assentamento vertical máximo encontra-se no intervalo $0,5\delta_{hm} \leq \delta_{vm} \leq 2,0\delta_{hm}$. Wang et al. (2010) verificaram que os valores de assentamentos superficiais máximos se encontravam no intervalo $0,4\delta_{hm} \leq \delta_{vm} \leq 2,0\delta_{hm}$, o que confirma o intervalo verificado por Goldberg et al. (1976) e por Moormann (2004) para solo argiloso mole.

Leung & Ng (2007) verificaram que para os casos do Grupo A ($N \leq 30$; N: valor N de ensaio SPT) o assentamento máximo do solo varia dentro do seguinte intervalo $0,20\delta_{hm} \leq \delta_{vm} \leq 1,14\delta_{hm}$ e que para os casos do Grupo B ($N > 30$) varia dentro do intervalo $0,09\delta_{hm} \leq \delta_{vm} \leq 0,18\delta_{hm}$.

Xiao et al. (2019) verificaram através do seu estudo que a relação entre a deformação da parede e o assentamento do terreno varia dentro do seguinte intervalo $0,20\delta_{hm} \leq \delta_{vm} \leq 2,50\delta_{hm}$.

Na Tabela 2.3, é apresentado um resumo sucinto da relação entre o assentamento máximo do terreno e o deslocamento horizontal máximo da parede, após a realização de uma escavação profunda, tendo em conta os principais estudos disponíveis em literatura.

Tabela 2.3 - Resumo da relação δ_{vm}/δ_{hm} verificadas para cada tipo de terreno nos diferentes estudos encontrados na literatura

Estudo	Tipologia de solo	Relação δ_{vm}/δ_{hm}
Goldberg et al. (1976)	Areias, gravilhas e argilas rijas a muito rijas	$0,50 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 2,00$
	Argila mole a média	$0,50 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 2,00$
Hsieh & Ou (1998)	Argila mole a média	$0,50 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 1,00$
Moormann (2004)	Argilas moles ($c_u < 75 \text{ kN/m}^2$)	$0,50 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 2,00$
Leung & Ng (2007)	Grupo A com $N \leq 30$ (N valor do ensaio SPT)	$0,20 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 1,14$
	Grupo B com ($N > 30$) (N valor do ensaio SPT)	$0,09 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 0,18$
Wang et al. (2010)	Argila mole	$0,40 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 2,00$
Xiao et al. (2019)	Argila mole	$0,20 \leq \delta_{vm}/\delta_{hm} \leq 2,50$

3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são descritos os modelos de elementos finitos desenvolvidos neste estudo, criados utilizando a ferramenta de cálculo automático Plaxis (2D V20). Para cada um dos tipos de curva de subsidência (côncava e tímpano) foram desenvolvidos três modelos numéricos de escavações entre paredes, a saber:

1. Escavação em campo livre.
2. Escavação com edifício na vizinhança, fundado a 3 m de profundidade.
3. Escavação com edifício na vizinhança, fundado a 5,6 m de profundidade.

Para cada uma das profundidades acima referidas, o edifício foi introduzido às distâncias de 0 m, 3 m e 6 m da parede de contenção.

Quer para a curva côncava, quer para a curva tímpano, recorreu-se a casos de estudo bem documentados (Ou et al., 1998; Ou et al., 2000 e Likitlersuang et al., 2013), e adiante melhor descritos.

3.2 Descrição dos modelos numéricos

3.2.1 Curva côncava

3.2.1.1 Modelo constitutivo do solo

Para a modelação numérica é necessário escolher de forma criteriosa o modelo constitutivo a adotar para os solos. No estudo realizado por Lim et al. (2010) fica claro que o modelo de Mohr-Coulomb apresenta resultados satisfatórios para modelar a geração de uma curva de subsidência côncava, comparativamente a outros modelos possíveis. Acresce que com este modelo de comportamento de solo também se obteve uma boa aproximação às deformações reais do terreno, cuja resposta à escavação foi monitorizada recorrendo a instrumentação. Assim sendo, para o presente estudo foi escolhido o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

O modelo de Mohr-Coulomb é um dos modelos mais simples e largamente utilizados por engenheiros em todo o mundo, que pode ser usado como uma primeira aproximação do comportamento do solo. Trata-se de um modelo elástico linear perfeitamente plástico, que resulta da combinação da lei da elasticidade isotrópica de Hooke (parte elástica linear) com a forma generalizada do critério de falha de Coulomb (parte perfeitamente plástica). Admite-se que o solo se comporta de modo elástico linear até determinado estado de tensão, a partir do qual passa a ter um comportamento perfeitamente plástico, tal como se ilustra na Figura 3.1. A primeira fase está

associada ao comportamento elástico – onde as deformações são recuperáveis – e a segunda fase ao comportamento plástico, onde as deformações são irreversíveis.

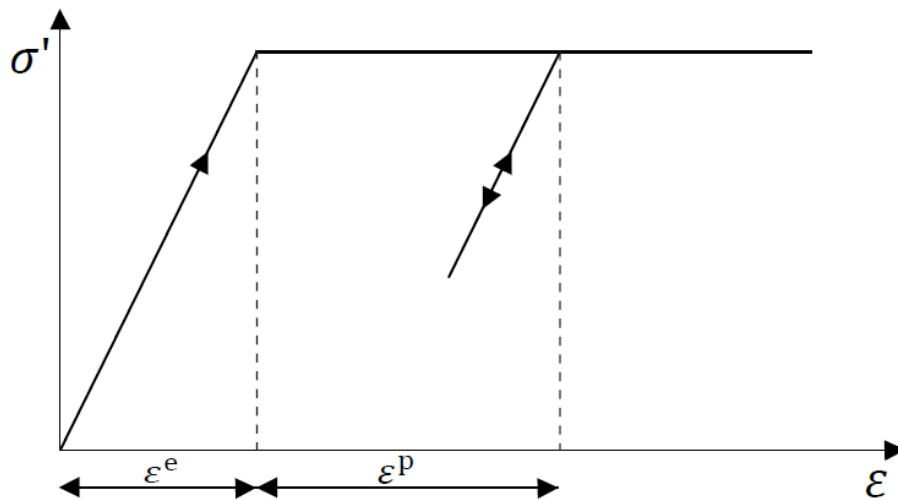


Figura 3.1 - Relação tensão-deformação de um modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2021a)

Para estado plano, o critério de cedência ou rotura de Mohr-Coulomb pode ser definido pela equação (3.1):

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (3.1)$$

em que:

- τ_f é a tensão tangencial de rotura;
- c' é a coesão efetiva;
- σ'_f é a tensão normal efetiva;
- ϕ' é o ângulo de atrito ou de resistência ao corte.

Isto significa que, quando o círculo de Mohr correspondente ao estado de tensão de um ponto de solo tangencia esta envolvente, esse ponto cede ou rompe. A Figura 3.2 ilustra a representação do critério de cedência no plano de Mohr.

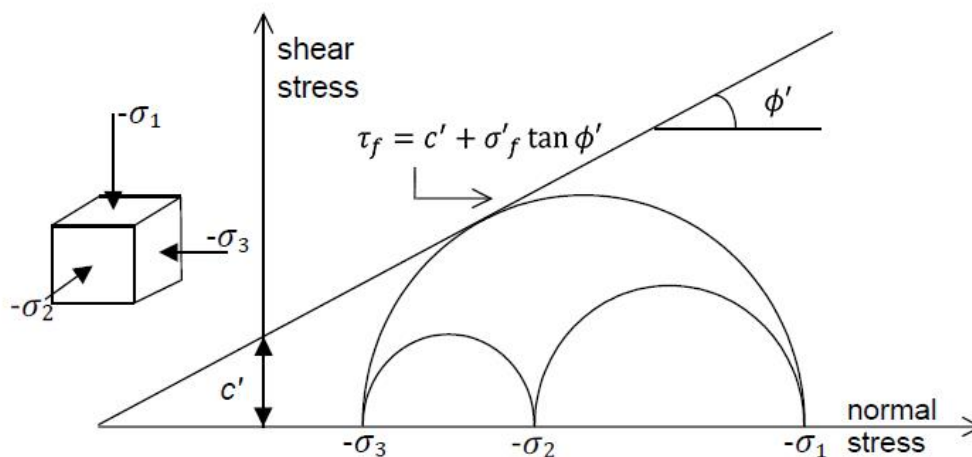


Figura 3.2 - Representação do critério de cedência de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2021a)

Quando o modelo anterior é transportado para o espaço tridimensional das tensões principais verifica-se que a cedência está associada a um conjunto de seis equações, que formam uma superfície poligonal denominada por superfície de cedência ou de rotura, como se pode observar na Figura 3.3. Assim sendo, e tendo em conta que esta superfície serve de fronteira entre o comportamento elástico e o plástico, todos os pontos interiores à superfície têm um comportamento elástico e todos os pontos exteriores tem um comportamento plástico.

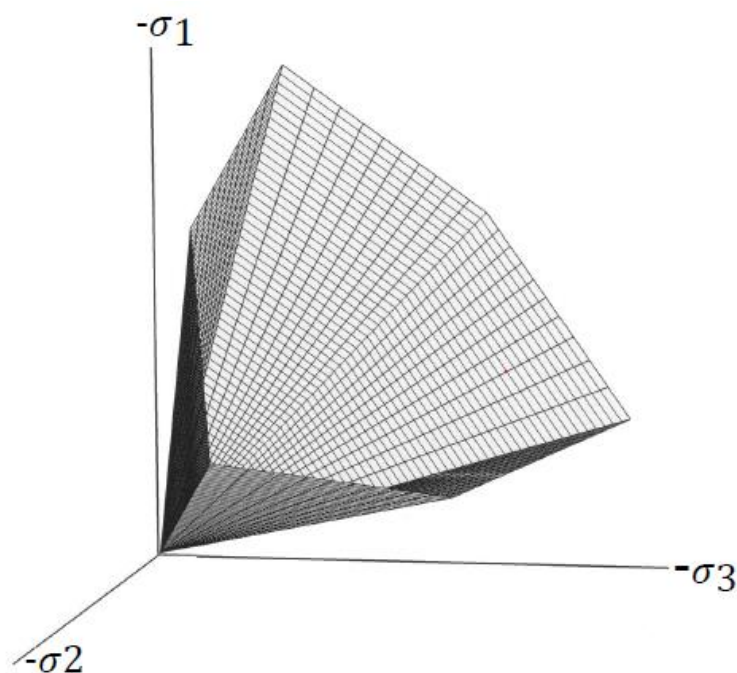


Figura 3.3 - Superfície de rotura de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais para uma coesão nula (Plaxis, 2021a)

Para a utilização deste modelo constitutivo (designado MCM no Plaxis) é necessário definir os seguintes parâmetros: módulo de Young, E , e coeficiente de Poisson, ν (parâmetros elásticos) e ângulo de atrito, ϕ , coesão, c , e ângulo de dilatância, Ψ (parâmetros plásticos), conforme constam da Tabela 3.1 com as respetivas unidades.

Tabela 3.1 - Parâmetros do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb

Parâmetros		Unidades
E	Módulo de Young ou deformabilidade	$[kN/m^2]$
c	Coesão	$[kN/m^2]$
ϕ	Ângulo de atrito	$[^\circ]$
Ψ	Ângulo de dilatância	$[^\circ]$
ν	Coefficiente de Poisson	$[-]$

3.2.1.2 Descrição do projeto

Como se referiu, para fundar as simulações numéricas a realizar neste trabalho em conhecimento já existente, procurou-se utilizar um caso de estudo bem documentado. Para o efeito foi escolhido o caso do “*Taipei National Enterprise Center*” (TNEC), não só porque foi feita uma caracterização detalhada das condições de terreno, mas também pelo facto de existirem um conjunto de observações e medições de campo, de alta qualidade, realizadas durante a escavação, incluindo a deformação da parede e os movimentos do terreno.

Os detalhes da construção, instrumentação, bem como, as observações de campo e medições deste caso foram realizadas e documentadas por Ou et al. (1998, 2000). Os dados completos, incluindo propriedades físicas, mecânicas e de resistência dos solos interessados foram descritos por Ou et al. (1998, 2000) e Kung et al. (2009), conforme a seguir se apresenta.

O TNEC é uma estrutura composta por 30 andares com uma cave (utilizada principalmente para estacionamento) de quatro níveis, localizado na cidade de Taipei, Taiwan. A forma da escavação é ligeiramente irregular, conforme se apresenta na Figura 3.4. A largura da escavação foi de 43 m e os comprimentos dos limites sul e norte do local de 106 m e 61 m, respetivamente. A profundidade máxima atingida foi de 19,7 m, recorrendo ao método de construção “*top-down*”, em que a parede foi suportada por lajes de betão de 150 mm de espessura. Uma parede moldada, com 0,9 m de espessura e 35 m de profundidade, foi usada como estrutura de suporte.

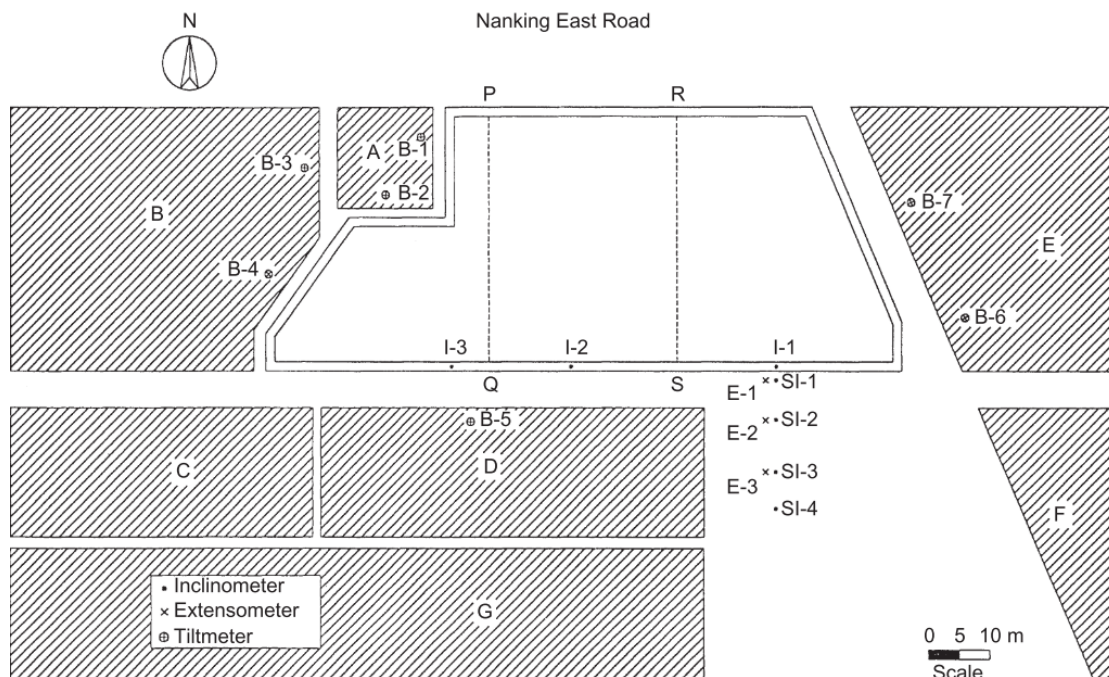


Figura 3.4 - Planta de instrumentação do TNEC (Ou et al., 2000)

3.2.1.3 Estratigrafia e condições do solo

A bacia de Taipei é formada por uma espessa formação de aluvião, conhecida como “*Sungshan*”, que fica acima da formação de cascalho “*Chingmei*”. A formação “*Sungshan*” tem seis camadas alternadas de argila e areia.

As características dos solos interessados na escavação do TNEC estão listadas na Tabela 3.2. As camadas de “*Sungshan*” II, IV e VI são de argila siltosa (CL) e as camadas I, III e V de areia siltosa (SM). A camada de “*Sungshan*” IV, de 25 m de espessura, classificada como argila mole a média, é a camada determinante para o comportamento observado da escavação. Assinala-se ainda a existência de um nível freático que se localiza a GL-2,0 m (de notar que GL (*Ground Level*) refere-se à profundidade em relação à superfície). A primeira camada é composta por uma argila siltosa mole (CL), que varia de GL+0,0 m a GL-5,6 m e cujo valor N é em torno de 2~4. A segunda camada, de GL-5,6 m a GL-8,0 m é uma areia fina siltosa solta com valores de N entre 4~11. A terceira camada, de GL-8,0 m a GL-33,0 m, é novamente uma argila siltosa mole (CL) cujo valor de N é em torno de 2~5, o LL (limite de liquidez) encontra-se entre 29~39 e o IP (índice de plasticidade) está na faixa de 9~23. A quarta camada varia de GL-33,0 m a GL-35,0 m, é areia fina siltosa de densidade média com valor de N entre 22 e 24. A quinta camada é de argila macia média, varia de GL-35,0 m a GL-37,5 m e tem valores de N entre 9~11. A sexta camada é composta por silte de densidade média a densa ou areia fina siltosa e varia de GL-37,5 m a GL-46,0 m com N entre cerca de 14 e cerca de 37. Abaixo da sexta camada está o solo denso de cascalho de “*Chingmei*” com N>100 (Hsieh & Ou, 2012).

Tabela 3.2 – Características dos solos interessados na escavação do TNEC (Kung et al. (2009), Lim et al. (2010), Hsieh & Ou (2012))

Formação	Camada	Profundidade [m]	Tipo de solo	SPT-N [nº pancadas]	LL	IP
<i>Sungshan</i>	VI	0 ~ 5,6	CL	2 ~ 4	34	23
	V	5,6 ~ 8,0	SM	4 ~ 11	-	-
	IV	8,0 ~ 33,0	CL	2 ~ 5	29 ~ 39	9 ~ 23
	III	33,0 ~ 35,0	SM	22 ~ 24	-	-
	II	35,0 ~ 37,5	CL	9 ~ 11	33	21
	I	37,5 ~ 46	SM	14 ~ 37	-	-
<i>Chingmei</i>		>46,0	GP	>100	-	-

Na Figura 3.5 apresenta-se o perfil do terreno, com a parede moldada e o faseamento construtivo adotado, que incluiu, como apoios laterais, lajes de betão e escoras provisórias.

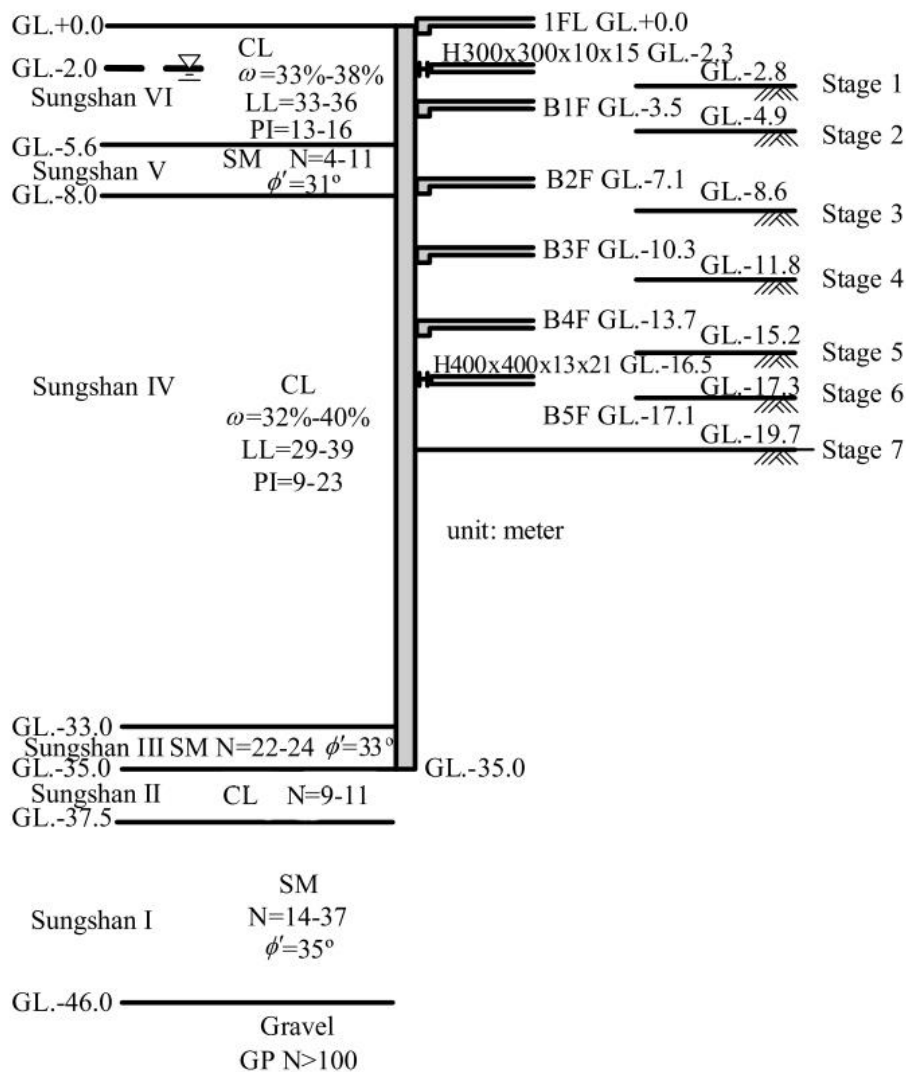


Figura 3.5 – Perfil do terreno e faseamento da escavação do TNEC utilizados para a geração numérica da curva côncava (Hsieh & Ou, 2012)

3.2.1.4 Malha de elementos finitos e condições de fronteira

A Figura 3.6 apresenta a malha de elementos finitos base para a análise da escavação do TNEC. O limite esquerdo está posicionado no centro da abertura, por esta ser considerada como simétrica. O limite direito localiza-se à distância de 100 m do centro da abertura, estando assim para lá dos limites da zona da respetiva influência, que ronda quatro vezes a profundidade máxima de escavação. A profundidade máxima do modelo é de 45 m abaixo da superfície do terreno. Nos limites esquerdo e direito os movimentos horizontais são impedidos e no limite inferior restringem-se (impedem-se) ambos os movimentos (verticais e horizontais).

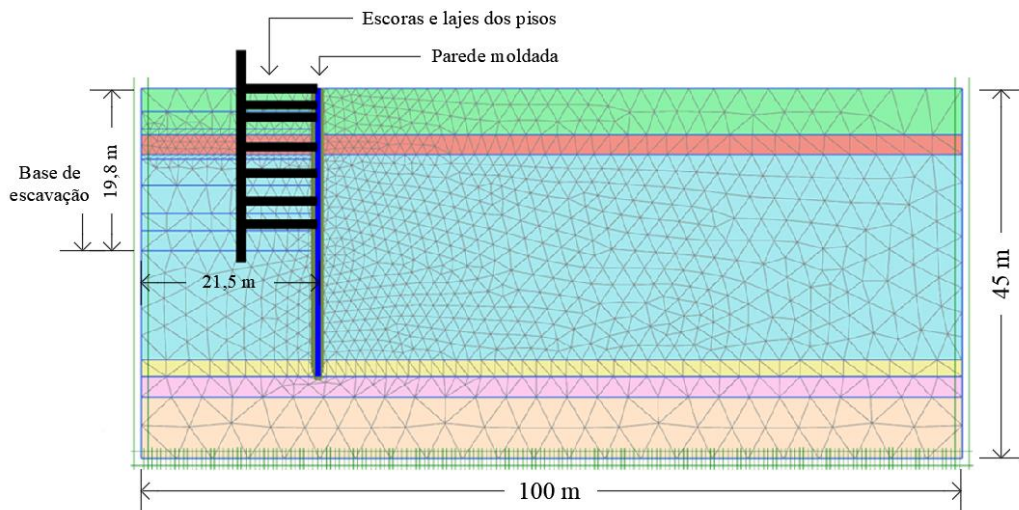


Figura 3.6 – Malha de elementos finitos do projeto TNEC (curva côncava) utilizada para o modelo em campo livre

Relativamente aos modelos que incluem o edifício na vizinhança da escavação, o modelo numérico de base é o mesmo, sendo introduzido o edifício, tal como se ilustra na Figura 3.7 para a malha de elementos finitos do caso do edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede de contenção.

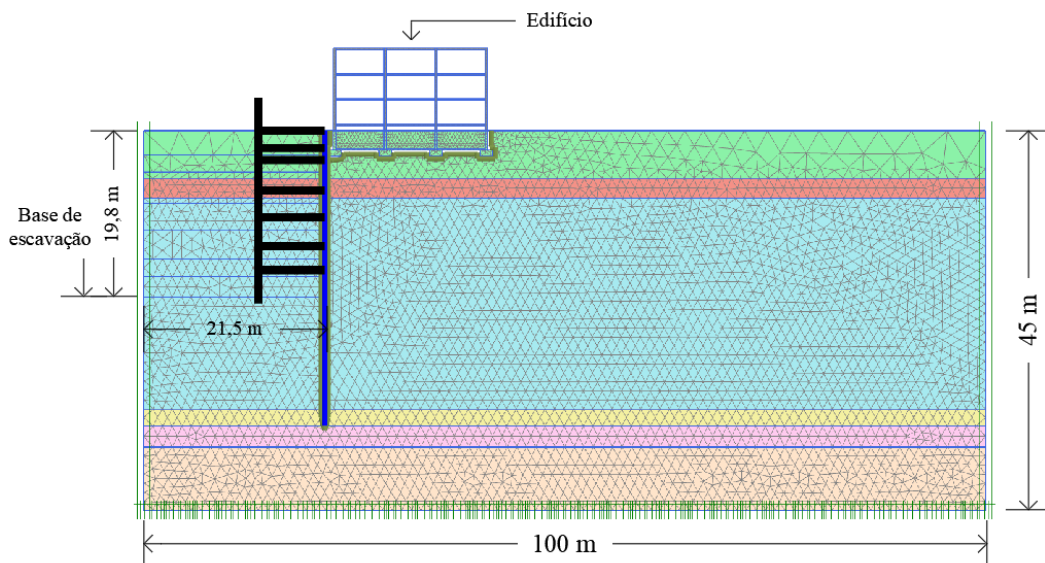


Figura 3.7 – Malha de elementos finitos do projeto TNEC (curva côncava) utilizada para o modelo com o edifício fundado a 3 m e a 0 m da parede

3.2.1.5 Sequência construtiva

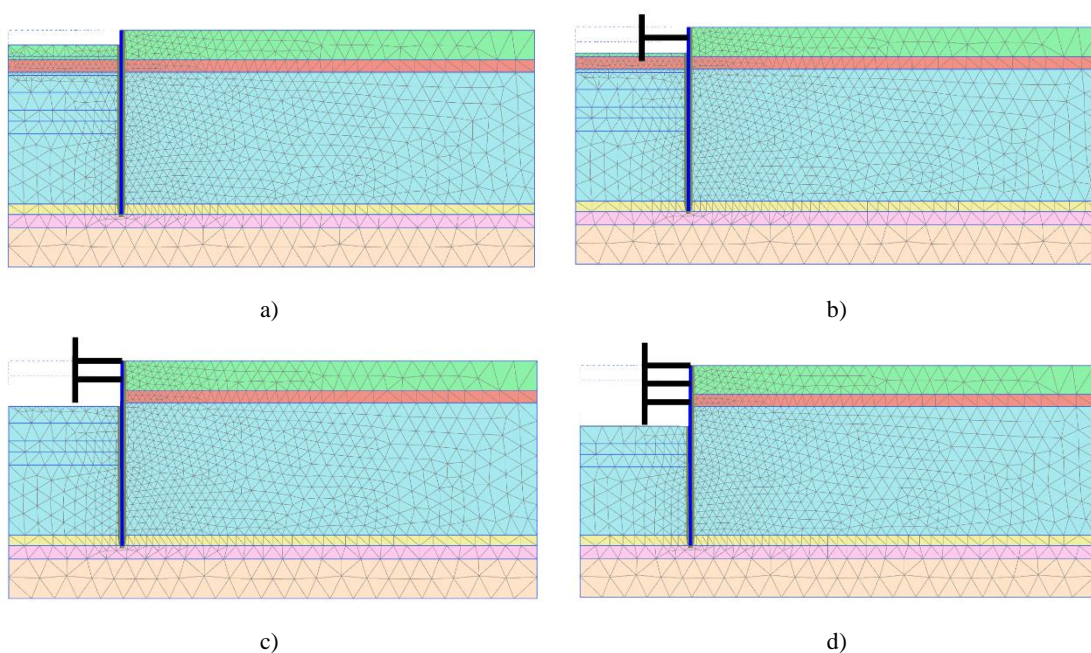
Para o desenvolvimento dos modelos numéricos foi necessário definir a sequência construtiva adotada, recorrendo a diferentes fases de escavação. Cada fase inclui uma ou mais atividades, como se descreve adiante.

Para o desenvolvimento da totalidade da obra, incluindo a construção da escavação, cave e de todo o edifício, Ou et al. (1998, 2000) estabeleceram 16 fases construtivas para o TNEC. Para o presente estudo foi considerada uma sequência construtiva simplificada apresentada mais

tarde por Lim et al. (2010) e que incluía apenas a escavação e a construção da cave. A cave foi concluída em sete etapas, sendo a sequência construtiva a seguinte:

1. Escavação até a GL-2,8 m;
2. Instalação do primeiro nível de escoras provisórias a GL-2,0 m e escavação até GL-4,9 m;
3. Construção da laje do 1º piso enterrado a GL-3,5 m, demolição do primeiro nível de escoras provisórias, posterior escavação até GL-8,6 m e construção da laje do piso térreo a GL+0,0m;
4. Construção da laje do 2º piso enterrado a GL-7,1 m e posterior escavação até GL-11,8 m;
5. Construção da laje do 3º piso enterrado a GL-10,3 m e posterior escavação até GL-15,2 m;
6. Construção da laje do 4º piso enterrado a GL-13,7 m e posterior escavação até GL-17,3 m;
7. Instalação do segundo nível de escoras provisórias a GL-16,5 m e posterior escavação até GL-19,7 m.

Os modelos com o edifício na vizinhança da abertura seguem a mesma sequência construtiva, estando o edifício implantado no terreno antes do início da escavação. A modelação desta alteração em relação ao modelo base (campo livre) passou por criar uma fase construtiva antecedente ao início da escavação, eliminando os deslocamentos decorrentes da introdução do edifício. Assim, nestes casos, todos os deslocamentos obtidos são apenas consequência da escavação. A Figura 3.8 apresenta a sequência construtiva descrita anteriormente para o modelo em campo livre.



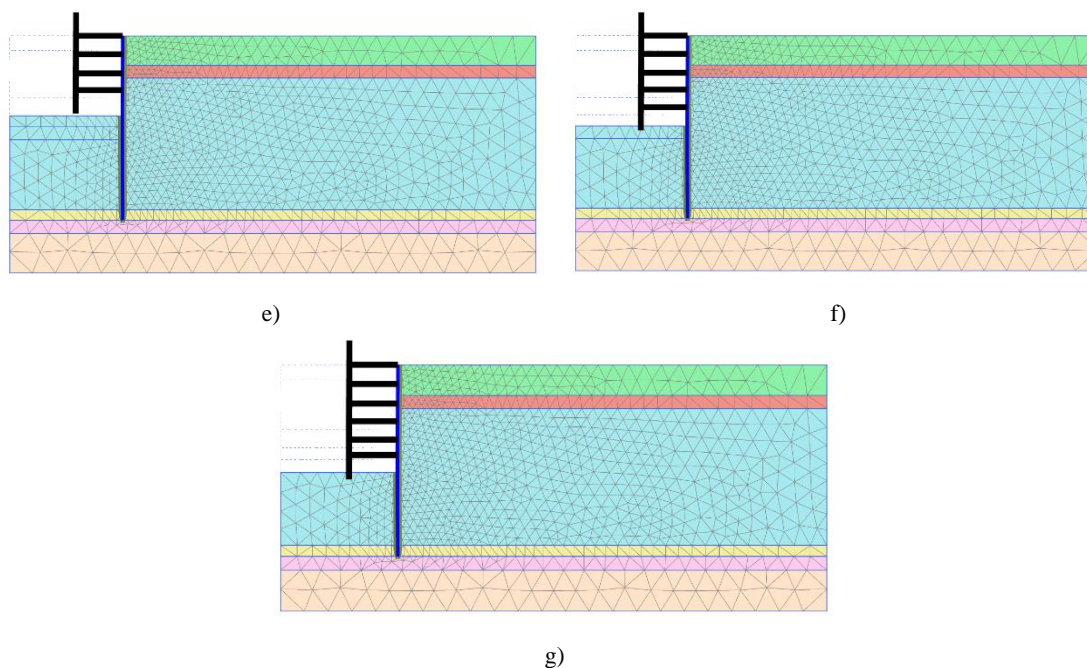


Figura 3.8 – Faseamento construtivo do modelo em campo livre da curva côncava: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase 3; d) Fase 4; e) Fase 5; f) Fase 6; g) Fase 7

3.2.1.6 Parâmetros da modelação

Para a criação dos modelos foi necessário ter em conta diversos parâmetros relacionados com os elementos estruturais, como as escoras e as lajes dos pisos. Assumiu-se que a parede moldada e os escoramentos horizontais se comportam como materiais elásticos lineares. As escoras e as lajes de betão foram simuladas como elementos “*fixed-end anchor*”. Estes elementos funcionam como uma barra que, numa das extremidades, está fixa a um ponto do modelo, e pode, por isso, sofrer deslocamentos, enquanto na outra extremidade os movimentos estão impedidos (Plaxis, 2021b). Desta forma, a extremidade conectada à parede de contenção pode movimentar-se enquanto na outra extremidade, localizada no eixo de simetria da escavação, os deslocamentos são nulos. A parede de contenção foi modelada como elemento “*plate*”.

Tal como apresentado por Schweiger (2009) a rigidez dos parâmetros estruturais foi reduzida em 20% do valor nominal, uma vez que a rigidez da parede de suporte diminui quando sujeita a um grande momento fletor, devido à fissuração do betão. A rigidez axial das escoras temporárias de aço e das lajes de betão foi também reduzida em 20%. Esta correção foi tida em consideração por Lim et al. (2010) e também neste estudo numérico para todos os modelos.

As Tabela 3.3 e Tabela 3.4 resumem os parâmetros utilizados relativamente aos apoios laterais e à parede de contenção, respetivamente.

Tabela 3.3 - Parâmetros de modelação dos apoios laterais (Lim et al., 2010)

Estrutura	$A [m^2]$	$E [kN/m^2]$	$e [m]$	$s [m]$	$EA [kN]$	ν
1º nível de escoras	0,0120	$21,0E^7$	-	8,0	$2,520E^6$	0,20
Pisos	-	$2,1E^7$	0,15	-	$3,150E^6$	0,15
2º nível de escoras	0,0219	$21,0E^7$	-	3,4	$4,599E^6$	0,20

Nota: s = espaçamento entre escoras; e = espessura da laje

Tabela 3.4 - Parâmetros de modelação da parede de contenção

Estrutura	$A [m^2/m]$	$E [kN/m^2]$	$I [m^4/m]$	$EA [kN/m]$	$EI [kNm^2/m]$
Parede moldada	0,9	$2,1E^7$	$6,075E^{-2}$	$18,900E^6$	$1,276E^6$

Nota: Foi considerada uma largura da parede unitária ($b = 1$ m) pelo que os valores tabelados são por metro linear de parede

Como referido, para a modelação de solos foi utilizado o modelo de Mohr-Coulomb. A Tabela 3.5 resume os parâmetros utilizados para as diferentes camadas de solo arenoso, admitindo um comportamento drenado.

Tabela 3.5 - Parâmetros de modelação das camadas de solo com comportamento drenado (Lim et al., 2010)

Profundidade [m]	$\gamma [kN/m^3]$	$c' [kN/m^2]$	$\phi [^\circ]$	$E [kN/m^2]$	ν
5,6 ~ 8,0	18,93	0	31	68 351	0,3
33,0 ~ 35,0	19,62	0	33	265 473	0,3
37,5 ~ 45	19,62	0	35	300 247	0,3

Para análises em tensão total, o coeficiente de Poisson não drenado, ν_u , deve ser igual a 0,495 para argilas saturadas (condição não drenada). A coesão deve ser considerada igual à resistência ao corte não drenado, ou seja, $c = s_u$ e o ângulo de atrito é igual a 0. Durante o seu estudo, Lim et al. (2010) verificaram que a modelação numérica, utilizando os valores medidos (“reais”) dos módulos de deformabilidade das camadas de argila, não conseguia obter resultados aceitáveis, i.e., próximos dos deslocamentos medidos. Assim, optaram por realizar retro análises sobre o módulo de Young, para obter o deslocamento da parede na fase final., tendo concluído que a relação $E_u/s_u = 500$ era a que fornecia resultados de melhor qualidade, como é possível observar pela Tabela 3.6, que resume os valores a utilizar consoante a tipologia de solo.

Tabela 3.6 - Valores da relação E_u/s_u resultantes de análises de elementos finitos disponíveis em literatura (Likitlersuang et al., 2013)

Relação E_u/s_u em literatura	Teparaksa et al. (1999)	Phienwej & Gan (2003)	Phienwej (2008)	Mirjalili (2009)
Argila mole	500	500	500	500
Argila média	-	700	-	500
Argila rija	2000	1200	1200	500
Argila muito rija	-	-	-	1000

Perante estes resultados, nas modelações numéricas utilizou-se a relação $E_u/s_u = 500$ para os materiais argilosos, tal como consta na Tabela 3.7, onde se apresenta o resumo dos parâmetros utilizados para a modelação das camadas de solo com comportamento não drenado.

Tabela 3.7 - Parâmetros da modelação das camadas de solo com comportamento não drenado (Lim et al., 2010)

Profundidade [m]	γ [kN/m ³]	s_u [kN/m ²]	ϕ [°]	E_u [kN/m ²]	ν_u
0 ~ 5,6	18,25	10 ~ 60	0	5 000 ~ 30 000	0,495
8 ~ 33	18,15	20 ~ 110	0	10 000 ~ 55 000	0,495
35 ~ 37,5	19,13	150	0	75 000	0,495

Nota: s_u = resistência ao corte não drenada

De notar que os parâmetros s_u e E_u crescem em profundidade. Este crescimento foi modelado através de uma progressão linear, com o aumento da profundidade, conseguida recorrendo a parâmetros auxiliares denominados por $s_{u,inc}$ e $E_{u,inc}$ (“inc” de incremento).

Para a modelação do edifício recorreu-se a elementos volumétricos, constituídos por betão armado. O edifício foi idealizado de forma mais ou menos arbitrária, por não ser o foco do presente estudo. De facto, a introdução do edifício nos modelos visava apenas verificar o efeito do aumento da rigidez na resposta do solo envolvente, por comparação com a situação de campo livre (modelo base). Assim, o edifício é composto por uma simples estrutura porticada, com quatro pisos de 3 m de altura cada e quatro paredes afastadas de 6 m entre si (Figura 3.9). As lajes têm uma espessura de 0,2 m e as paredes de 0,3 m. As sapatas têm 1,5 m de largura e 0,7 m de altura.

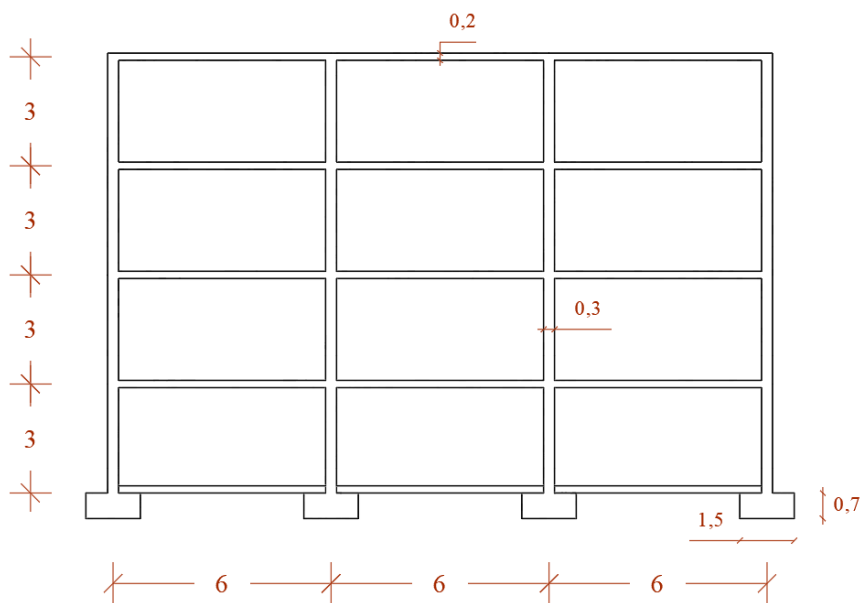


Figura 3.9 - Dimensões do edifício modelado através de elementos volumétricos

Para a modelação do edifício foi necessário associar o material aos elementos volumétricos previamente criados. Os parâmetros introduzidos são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Parâmetros de modelação do material associado ao edifício

Material	γ [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν
Betão	0	26,60E ⁶	0,2

De notar que o betão foi introduzido com peso volúmico nulo. Esta opção deveu-se ao facto de a camada de solo de fundação existente a 3,0 m de profundidade não ter capacidade resistente suficiente para suportar o peso do edifício na sua totalidade. Para ultrapassar esta dificuldade, que resulta da singularidade da camada de solo em causa neste caso de estudo, optou-se pela alternativa de não introduzir mais carga sobre esta camada, acrescentado, no entanto a rigidez, por este ser o aspeto fulcral do presente trabalho. Sendo as deformações causadas pelo edifício zeradas antes de se iniciar as fases de escavação, esta opção não tem influência relevante nos resultados, uma vez que, ao nível do plano de fundação do edifício, foi mantido o estado de tensão do modelo base (campo livre).

Refere-se finalmente que, para modelar corretamente a interação solo-estrutura, foi necessário recorrer a elementos de junta/interface. Estes elementos foram colocados nos contactos entre os elementos volumétricos do edifício e as camadas de solo, com a parametrização tipo do Plaxis.

3.2.2 Curva tímpano

3.2.2.1 Modelo constitutivo do solo

Para a geração de uma curva de subsidência do tipo tímpano foi inicialmente pensado utilizar o mesmo modelo que da curva côncava, alterando-o, por forma a que a parede de contenção experienciase uma deformação superior e do tipo consola. No entanto, após várias tentativas de modificação, com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, nunca se conseguiu obter uma curva de subsidência do tipo tímpano, tal como já tinha acontecido num caso de estudo apresentado por Likitlersuang et al. (2013). Nesse estudo foi comparada a utilização de diversos modelos constitutivos e, para a fase inicial da construção, onde é quase sempre expectável uma curva tímpano, o modelo de Mohr-Coulomb foi o que apresentou piores resultados. Desta forma foi necessário encontrar outro modelo constitutivo para ser possível gerar uma curva de subsidência tímpano.

Do exposto, optou-se por recorrer a um caso de estudo diferente. Escolheu-se o exemplo estudado por Likitlersuang et al. (2013), utilizando uma combinação dos modelos constitutivos Soft Soil e Hardening Soil, pelo facto deste último não ser adequado para a modelação de camadas de solo moles com um alto grau de compressibilidade. O Hardening Soil Model (HSM) é um modelo capaz de modelar o comportamento de uma ampla gama de tipologias de solos, desde solos moles a rígidos. Trata-se de um modelo elasto-plástico, tendo resultado de uma combinação entre a teoria da plasticidade e um modelo elástico não linear de Duncan & Chang (1970). A ideia fundamental para a formulação do HSM é a utilização de uma relação hiperbólica entre a tensão de desvio (q) e a deformação axial (ε_1) para representar o comportamento do solo. Para tal, o modelo tem em conta três módulos de deformabilidade diferentes: em descarga e recarga (E_{ur}^{ref}), a 50% da tensão de rotura (E_{50}^{ref}) e edométrico (E_{oed}^{ref}). Na Figura 3.10 representa-se essa relação tensão-deformação para o caso de carregamento em ensaio triaxial drenado.

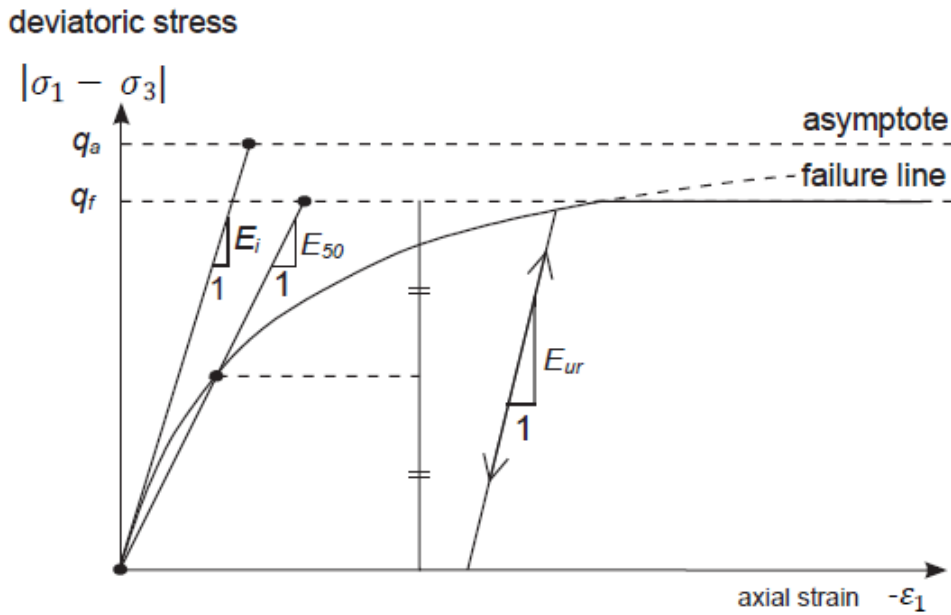


Figura 3.10 - Relação hiperbólica entre a tensão de desvio e a deformação axial, num ensaio triaxial drenado

Para a utilização do modelo constitutivo HSM é necessário definir os parâmetros apresentados na Tabela 3.9 com as respectivas unidades.

Tabela 3.9 - Parâmetros do modelo constitutivo Hardening Soil

Parâmetros	Unidades
c	Coesão [kN/m ²]
ϕ	Ângulo de atrito [°]
Ψ	Ângulo de dilatância [°]
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura normalizado [kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformabilidade edométrico normalizado [kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Módulo de deformabilidade em descarga e recarga normalizado [kN/m ²]
m	Parâmetro que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento [-]
R_f	Relação entre q_f e $q_{máx}$ [-]
K_0^{nc}	Coefficiente de impulso em repouso [-]
p_{ref}	Tensão de referência para a rigidez (base de normalização) [kN/m ²]
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga [-]

O Soft Soil Model (SSM) foi desenvolvido tendo por base um outro modelo denominado por modelo Cam Clay (CCM). O SSM aplica-se principalmente em casos que envolvam solos

moles, isto é, solos com elevado grau de compressibilidade. Para este modelo, o critério de cedência de Mohr-Coulomb também é adotado. Nos estados de tensão e de deformação isotrópica é assumida uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica ε_v e a tensão efetiva média p' , como é possível observar na Figura 3.11. A tensão P representa a tensão de pré-consolidação isotrópica, ou seja, o nível de tensão mais elevado que o solo esteve sujeito (Plaxis, 2021a).

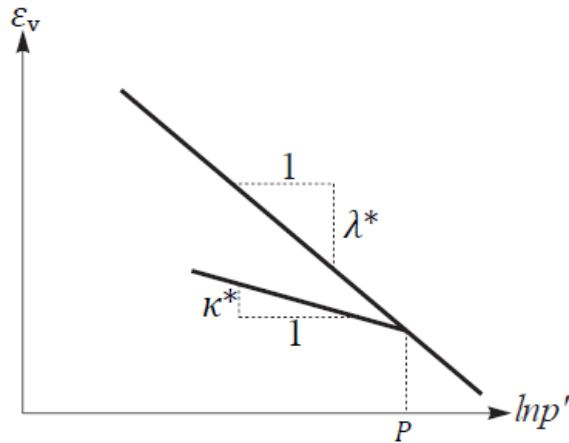


Figura 3.11 - Relação logarítmica entre deformação volumétrica e tensão média (Plaxis, 2021a)

O parâmetro λ^* representa o índice de compressibilidade e determina o declive da relação associada ao ramo de compressão isotrópica virgem, enquanto o parâmetro κ^* representa o índice de descompressão/recompressão modificados e está associado ao declive na descarga e posterior recarga (Plaxis, 2021a). Na Figura 3.12 apresenta-se a superfície de cedência ou rotura no espaço tridimensional das tensões principais.

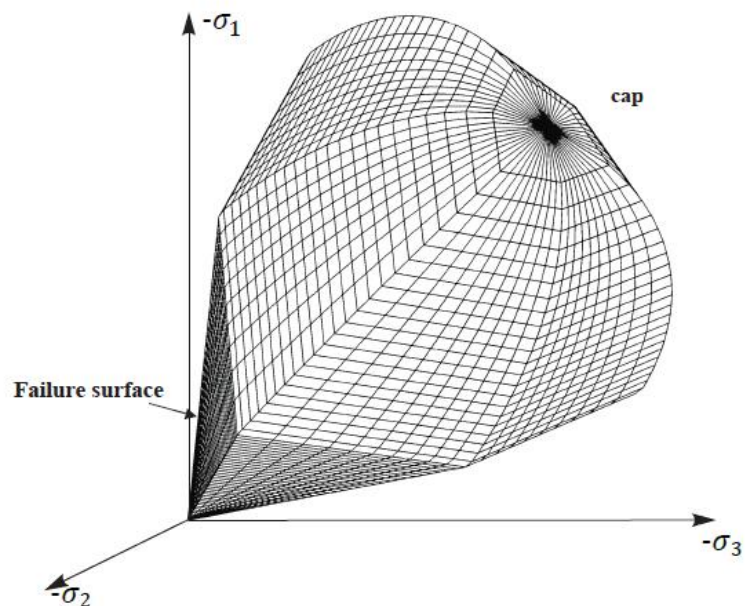


Figura 3.12 - Superfície de rotura do modelo Soft Soil no espaço de tensões principais (Plaxis, 2021a)

Para a utilização do SSM é necessário definir os parâmetros apresentados na Tabela 3.10 com as respectivas unidades.

Tabela 3.10 - Parâmetros do modelo constitutivo Soft Soil

Parâmetros		Unidades
λ^*	Índice de compressibilidade modificado	[-]
k^*	Índice de descompressão/recompressão modificado	[-]
c	Coesão	[kN/m ²]
ϕ	Ângulo de atrito	[°]
Ψ	Ângulo de dilatância	[°]
m	Parâmetro relacionado com K_0^{nc}	[-]
K_0^{nc}	Coefficiente de impulso em repouso	[-]
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga	[-]

3.2.2.2 Descrição do projeto

Para a geração da curva de subsidência tímpano manteve-se a parede e escoramentos do TNEC. Desta forma mantiveram-se todos os parâmetros no que toca às características e dimensões da parede de contenção, escoras e pisos.

3.2.2.3 Estratigrafia e condições do solo

Como referido, para o desenvolvimento de uma curva de subsidência tímpano foi necessário recorrer a modelos constitutivos de solo diferentes do Mohr-Coulomb. Recorreu-se mais uma vez a um caso de estudo real, de modo a utilizar parâmetros de solo realistas. O caso de estudo em apreço é o do terreno estudado por Likitlersuang et al. (2013) na cidade de Bangueoque, Tailândia.

O perfil do terreno consiste numa primeira camada de solo denominada por “*Made Ground*” (MG) que varia de GL+0,0 m a GL-7,0 m, sustentado por uma segunda camada composta por argila mole de Bangueoque (BSC), normalmente consolidada, que varia de GL-7,0 m a GL-12,0 m, com uma resistência ao corte não drenado de cerca de 20 kPa. Abaixo da camada de BSC segue-se uma terceira camada, composta por argila média (MC), que varia de GL-12,0 m a GL-14,0 m, com resistência ao corte não drenado de 60 kPa. A quarta camada é de argila rija (1ª SC) e varia de GL-14,0 m a GL-20,0 m, assente na quinta camada composta por uma areia argilosa (CS), variando de GL-20,0 m a GL-21,5 m. Esta por sua vez está assente sobre a sexta camada, composta novamente por uma argila rija (2ª SC) que varia de GL-21,5 m a GL-26,0 m. Entre GL-26,0 m e GL-45,0 m encontra-se uma camada de argila rija (HC) (valores SPT N de 30 ~ 40). Esta camada de HC é então subjacente à camada de areia densa (DS), até GL-60,0 m de profundidade. Na Figura 3.13 apresenta-se o perfil de terreno acima descrito.

Assumiu-se que em todas as camadas de solo a dilatância é nula ($\Psi = 0$).

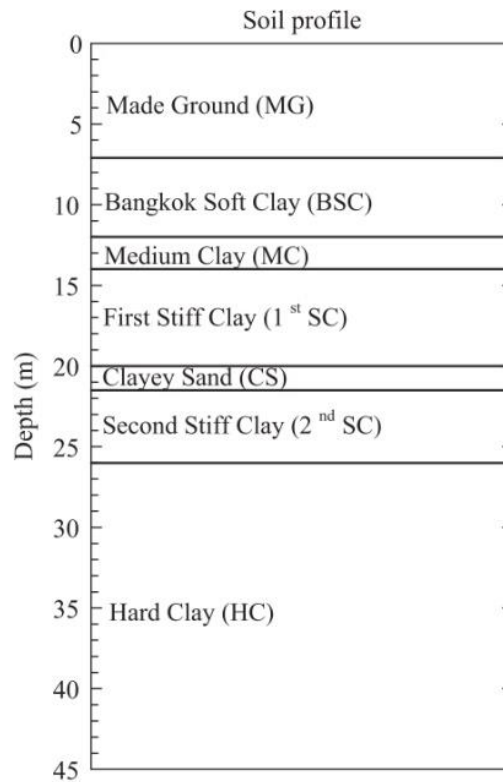


Figura 3.13 - Perfil do terreno utilizado para a geração da curva tímpano (adaptado de Likitlersuang et al. (2013))

3.2.2.4 Malha de elementos finitos e condições de fronteira

Na Figura 3.14 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada para a análise numérica em campo livre. Os limites e condições de fronteira são iguais às do modelo base da curva côncava (3.2.1.4).

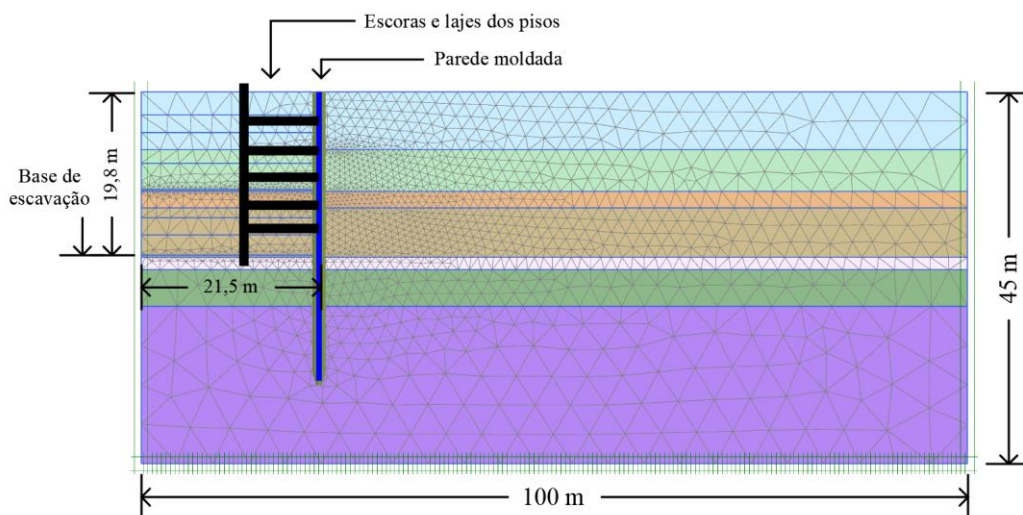


Figura 3.14 - Malha de elementos finitos utilizada para o modelo em campo livre da curva tímpano

Relativamente aos modelos que incluem o edifício na vizinhança da escavação, o modelo numérico de base é o mesmo, sendo introduzido o edifício, tal como se ilustra na Figura 3.15 para

a malha de elementos finitos do caso do edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede de contenção.

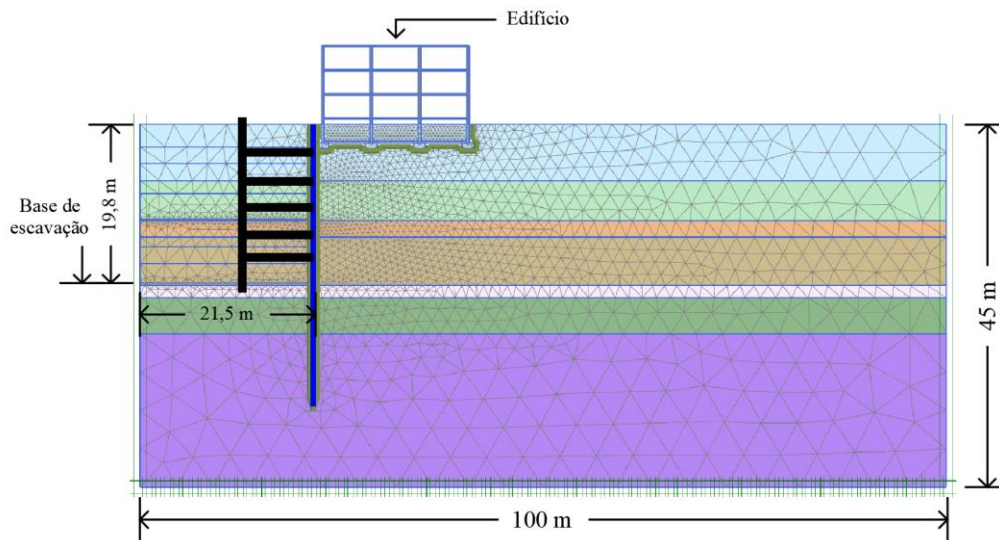


Figura 3.15 - Malha de elementos finitos utilizada para o modelo da curva tímpano com o edifício fundado a 3 m e a 0 m da parede

3.2.2.5 Sequência construtiva

Tal como apresentado no Capítulo 2, as curvas de subsidência do tipo tímpano ocorrem quando a parede de contenção se deforma como uma consola. Ora este tipo de deformação da parede está normalmente associado a um certo deferimento no tempo de execução dos apoios nas fases iniciais de escavação. Assim sendo, a sequência construtiva utilizada para o caso da curva côncava foi ligeiramente alterada nas fases iniciais, para permitir a deformação adicional precoce da escavação. Após estas fases, manteve-se a sequência construtiva do TNEC, ou seja, a cave foi concluída em seis etapas, sendo a sequência construtiva a seguinte:

1. Escavação até a GL-4,9 m;
2. Escavação até GL-8,6 m;
3. Construção da laje do 1º piso enterrado a GL-3,5 m e da laje do 2º piso enterrado a GL-7,1 m e posterior escavação até GL-11,8 m;
4. Construção da laje do 3º piso enterrado a GL-10,3 m e posterior escavação até GL-15,2 m;
5. Construção da laje do 4º piso enterrado a GL-13,7 m e posterior escavação até GL-17,3 m;
6. Instalação do segundo nível de escoras provisórias a GL-16,5 m e posterior escavação até GL-19,7 m.

Tal como para o caso da curva côncava, adotou-se a mesma sequência construtiva para os modelos com o edifício na vizinhança da abertura, estando o edifício implantado no terreno antes do início da escavação. A modelação desta alteração em relação ao modelo base (campo

livre) passou por criar uma fase construtiva antecedente ao início da escavação, eliminando os deslocamentos decorrentes da introdução do edifício. Assim, também nestes casos, todos os deslocamentos obtidos são apenas consequência da escavação.

A Figura 3.16 apresenta a sequência construtiva descrita anteriormente para o modelo em campo livre.

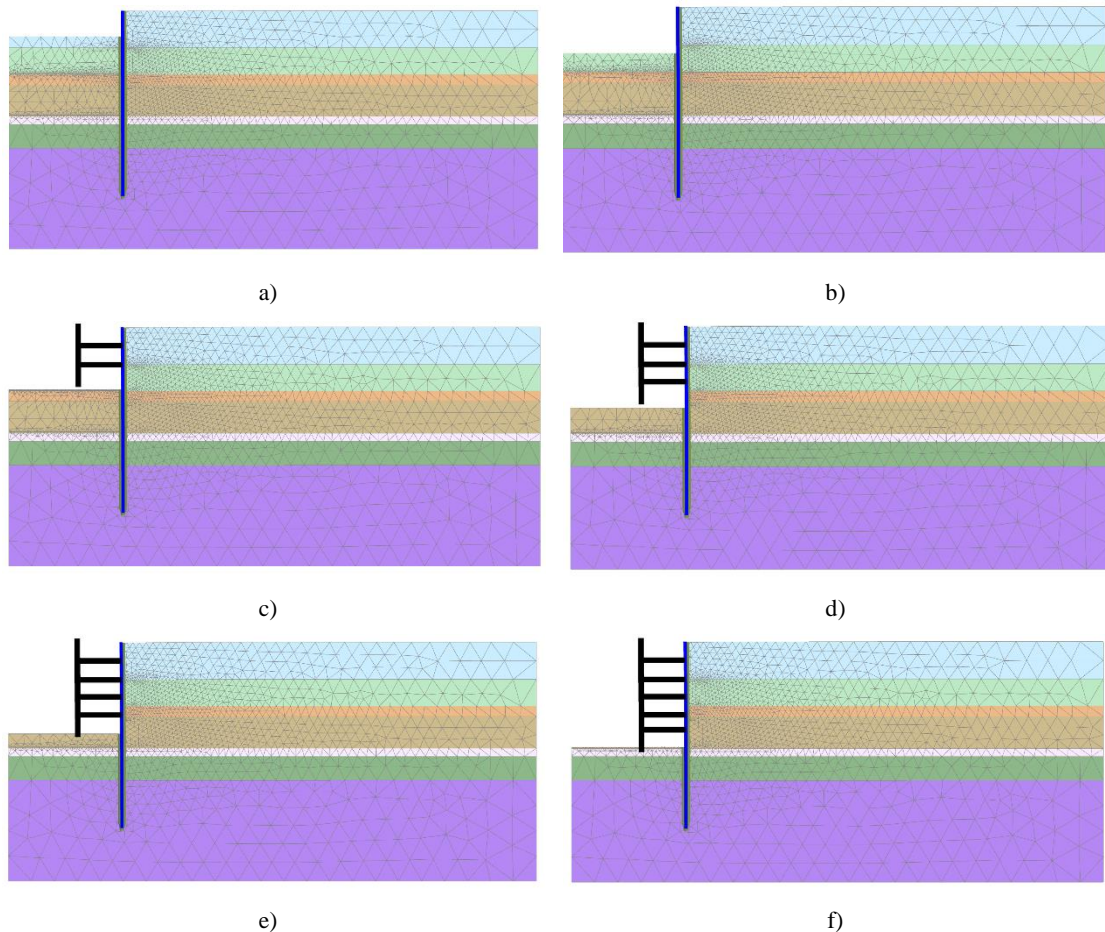


Figura 3.16 - Faseamento construtivo do modelo em campo livre da curva tímpano: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase 3; d) Fase 4; e) Fase 5; f) Fase 6

3.2.2.6 Parâmetros da modelação

Como se referiu, para obter a curva de subsidência tímpano manteve-se a parede e escoramentos do TNEC. Desta forma mantiveram-se todos os parâmetros relativos a características e dimensões da parede de contenção, escoras e pisos. Nas simulações numéricas com o edifício utilizaram-se também, para àquele, os mesmos materiais, dimensões e elementos de junta anteriormente descritos.

A Tabela 3.11 resume os parâmetros utilizados para a modelação das camadas de solo arenoso, admitindo um comportamento drenado.

Tabela 3.11 - Parâmetros da modelação das camadas de solo com comportamento drenado (adaptado de Likitlersuang et al. (2013))

Profundidade [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	m	R_f	K_0^{nc}	ν_{ur}
0 ~ 7,0	18,00	0	25	45,6	45,6	136,8	1	0,9	0,58	0,2
20 ~ 21,5	19,00	0	27	38,0	38,0	115,0	0,5	0,9	0,55	0,2

Na Tabela 3.12 apresenta-se o resumo dos parâmetros utilizados para a modelação das camadas de solo argiloso, admitindo comportamento não drenado.

Tabela 3.12 - Parâmetros da modelação das camadas de solo com comportamento não drenado (adaptado de Likitlersuang et al. (2013))

Profundidade [m]	γ [kN/m ³]	c' [kN/m ²]	λ^*	k^*	K_0^{nc}	ν_{ur}
7 ~ 12	16,50	0	0,120	0,0200	0,7	0,2
12 ~ 14	17,50	10	0,100	0,0090	0,6	0,2
14 ~ 20	19,50	25	0,045	0,0090	0,5	0,2
21,5 ~ 26	20,00	25	0,045	0,0090	0,5	0,2
26 ~ 45	20,00	40	0,006	0,0009	0,5	0,2

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos com os modelos numéricos anteriormente descritos, no que diz respeito a deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno (deslocamentos verticais).

Para uma mais fácil leitura e interpretação foi criada uma rotina Matlab que lê os resultados dos modelos Plaxis e devolve uma figura com os movimentos acima referidos, apresentados a vermelho, com a indicação da fase construtiva respectiva e utilizando um fator de escala de 250. Inicialmente faz-se a comparação entre os resultados dos modelos com o edifício fundado a 3 m e 5,6 m, com os resultados em campo livre. Depois, é feita a comparação entre os resultados dos modelos numéricos com os que se obtêm com métodos empíricos.

4.2 Resultados dos modelos numéricos

4.2.1 Escavação em campo livre

4.2.1.1 Curva côncava

Tendo em conta o que foi descrito no capítulo precedente relativamente ao perfil geotécnico do terreno, parâmetros utilizados e sequência construtiva, na Figura 4.1 apresenta-se a malha de elementos finitos deformada para a Fase 7 (última fase) do modelo em campo livre da curva côncava. Os deslocamentos estão representados com um fator de escala de 20 (i.e., 20 vezes aumentados).

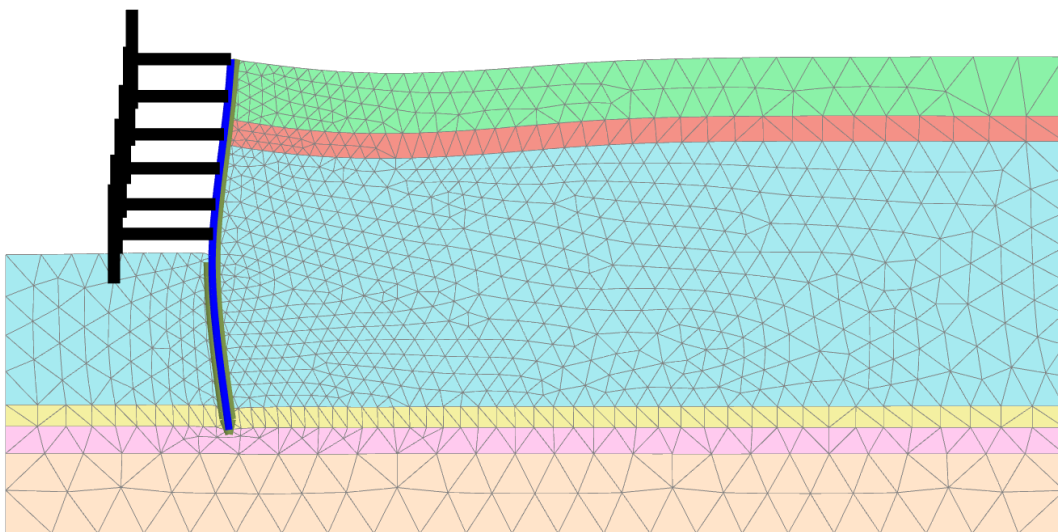


Figura 4.1 - Malha de elementos finitos deformada (curva côncava) para o modelo em campo livre - Fase 7

Para este modelo em campo livre, para além dos deslocamentos da parede, são relevantes os assentamentos do terreno às profundidades GL-3,0 m e GL-5,6 m, pois foram as 2 profundidades escolhidas para planos de fundação do edifício nos modelos numéricos em que ele foi considerado. De facto, para garantir uma comparação coerente, entre o modelo de campo livre e os modelos com a consideração da rigidez do edifício, é necessário comparar os assentamentos do terreno ao mesmo nível.

Na Figura 4.2 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m) em campo livre. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,6 cm, a 12,0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 1,1 cm, localizado a 12,2 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 10,1 cm, a 19,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 8,2 cm, localizado a 14,0 m da parede.

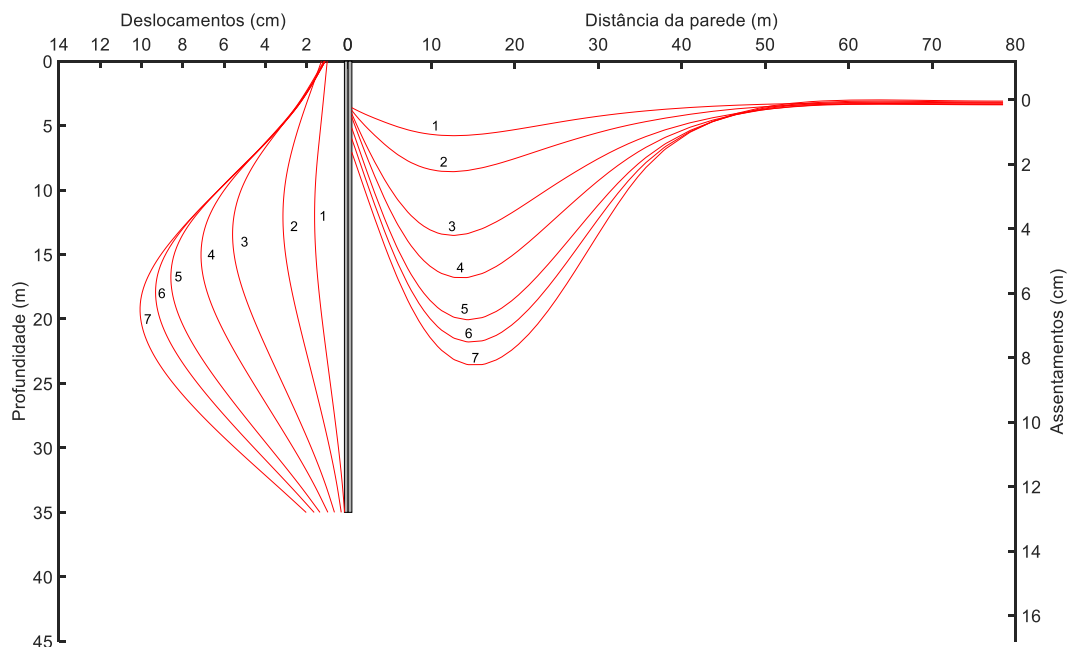


Figura 4.2 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m em campo livre para a curva côncava

Na Figura 4.3 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m) em campo livre. As deformações da parede são iguais às da Figura 4.2. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento vertical máximo do terreno de 1,1 cm, localizado a 11,7 m da parede e, para a Fase 7, de 8,3 cm, localizado a 14,7 m da parede.

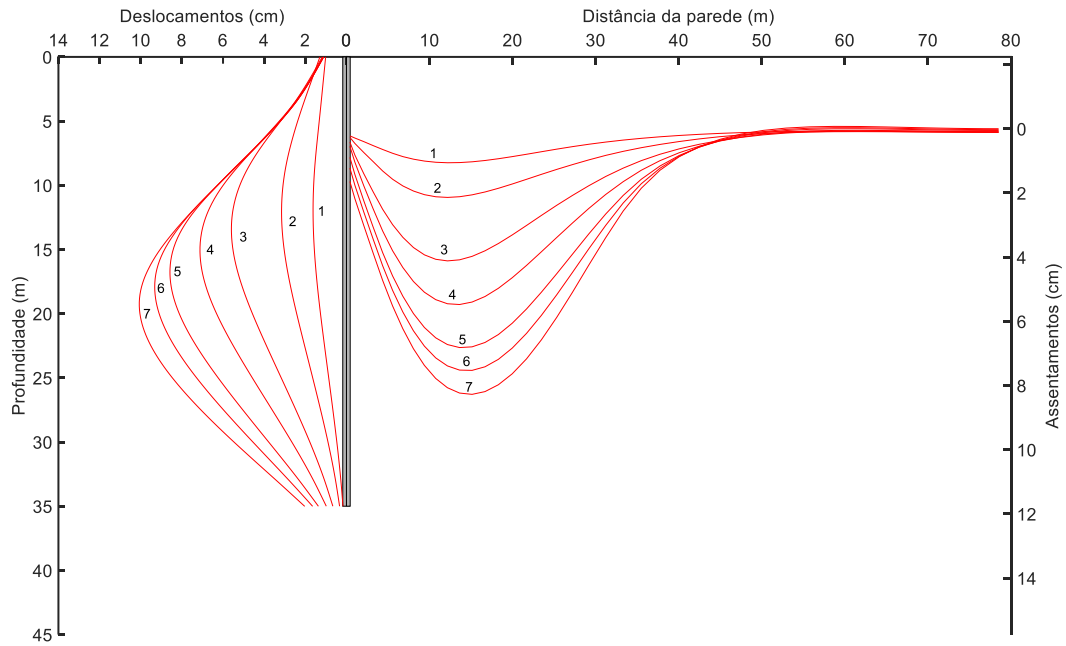


Figura 4.3 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m em campo livre para a curva côncava

4.2.1.2 Curva tábano

Na Figura 4.4 apresenta-se a malha de elementos finitos deformada para a Fase 6 (última fase) do modelo em campo livre da curva tábano. Os deslocamentos estão representados com um fator de escala de 20 (i.e., 20 vezes aumentados).

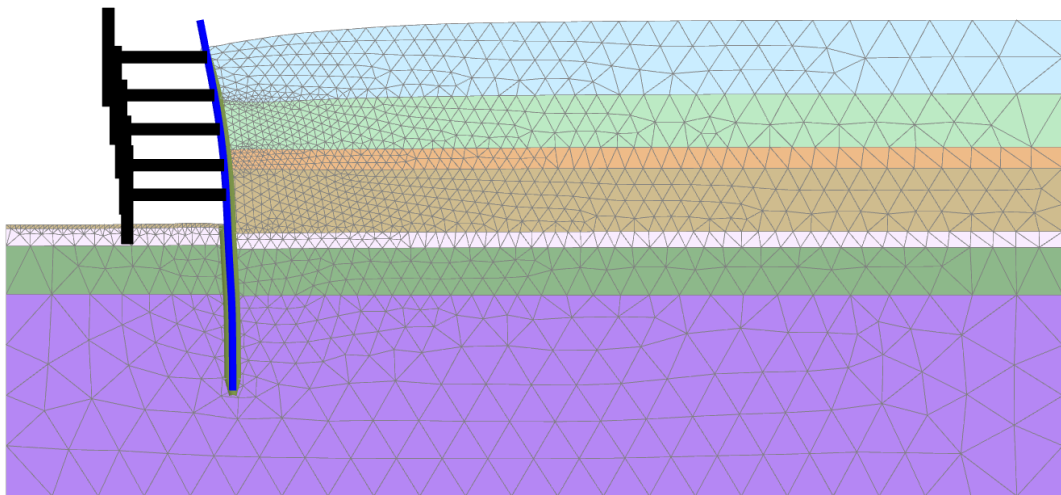


Figura 4.4 - Malha de elementos finitos deformada (curva tábano) para o modelo em campo livre - Fase 6

Tal como descrito no capítulo anterior, para conseguir gerar uma curva de subsidência do tipo tábano foi necessário permitir um acréscimo de deformação numa fase inicial da sequência construtiva. Após esta deformação inicial as deformações da parede não registam um acréscimo significativo, e, por isso, nas figuras relativas à curva tábano apresentam-se apenas numeradas as Fases 1, 2 e 6 (1ª, 2ª e última fase construtiva).

Na Figura 4.5 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m) em campo livre. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 6,7 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 2,6 cm, localizado a 0,6 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 15,9 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 8,5 cm, localizado a 0,3 m da parede.

De notar que mesmo fazendo a parede deformar inteiramente como uma consola, os assentamentos máximos do terreno foram verificados a uma ligeira distância de 0,6 m e 0,3 m da parede, para as Fases 1 e 6 respetivamente.

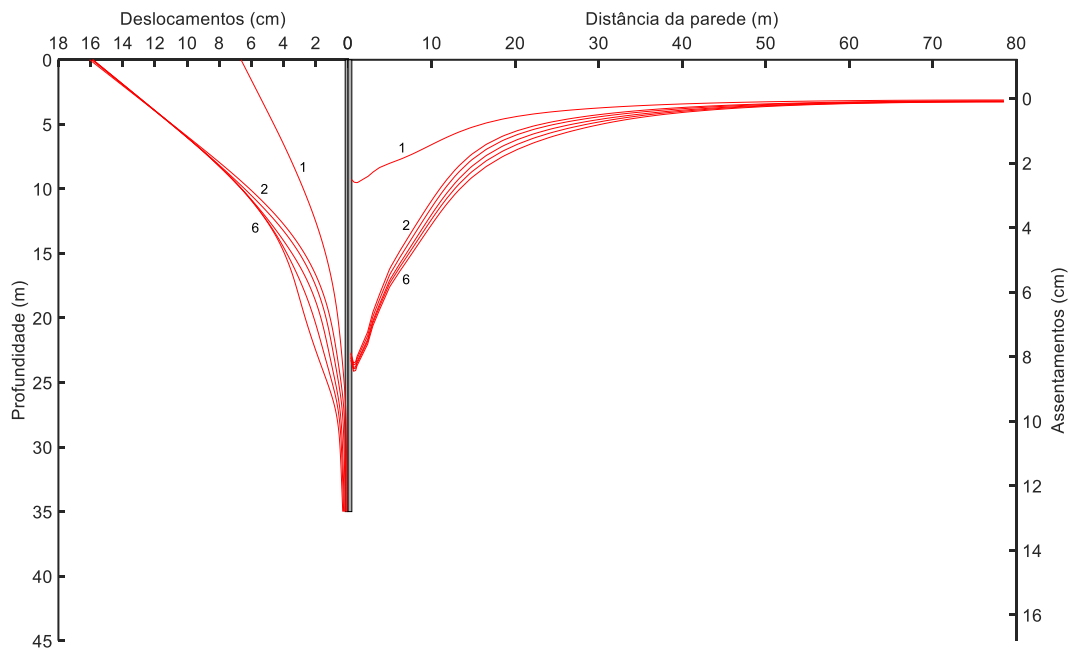


Figura 4.5 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m em campo livre para a curva tímpano

Na Figura 4.6 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m) em campo livre. As deformações da parede são iguais às da Figura 4.5. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento vertical máximo do terreno de 1,6 cm, localizado a 3,6 m da parede e, para a Fase 6, de 5,0 cm, localizado a 2,3 m da parede.

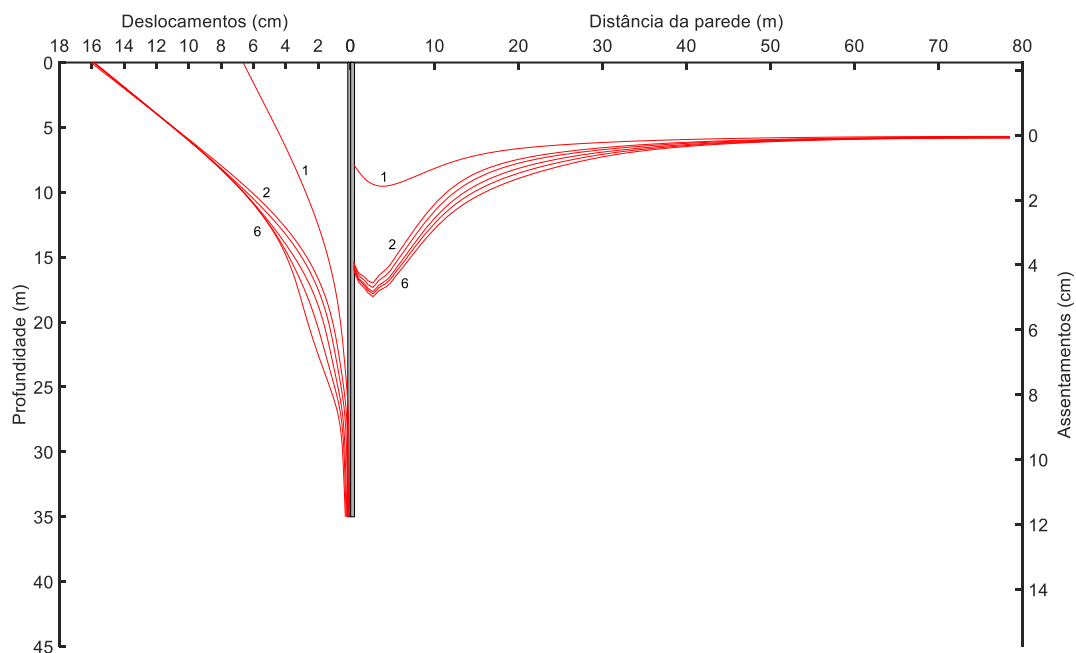


Figura 4.6 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m em campo livre para a curva tímpano

4.2.2 Escavação com edifício na vizinhança fundado a 3 m de profundidade

Nesta secção são apresentados os resultados dos deslocamentos da parede e do terreno para os modelos com o edifício fundado a 3 m de profundidade. Para cada tipo de curva de subsidência (côncava e tímpano) são apresentadas três hipóteses de localização do edifício, a saber: a primeira, para o modelo com o edifício a 0 m da parede de contenção; a segunda, com o edifício a 3 m da parede, e; a terceira com edifício a 6 m da parede. Assinala-se que, nos 3 casos, as sapatas limítrofes do edifício se encontram afastadas de 19,5 m, pelo que é este o comprimento de fundação.

4.2.2.1 Curva côncava

Na Figura 4.7 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m), com o edifício a 0 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,5 cm, a 11,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,8 cm, localizado a 25,5 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 9,4 cm, a 19,7 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 7,9 cm, localizado a 19,5 m da parede.

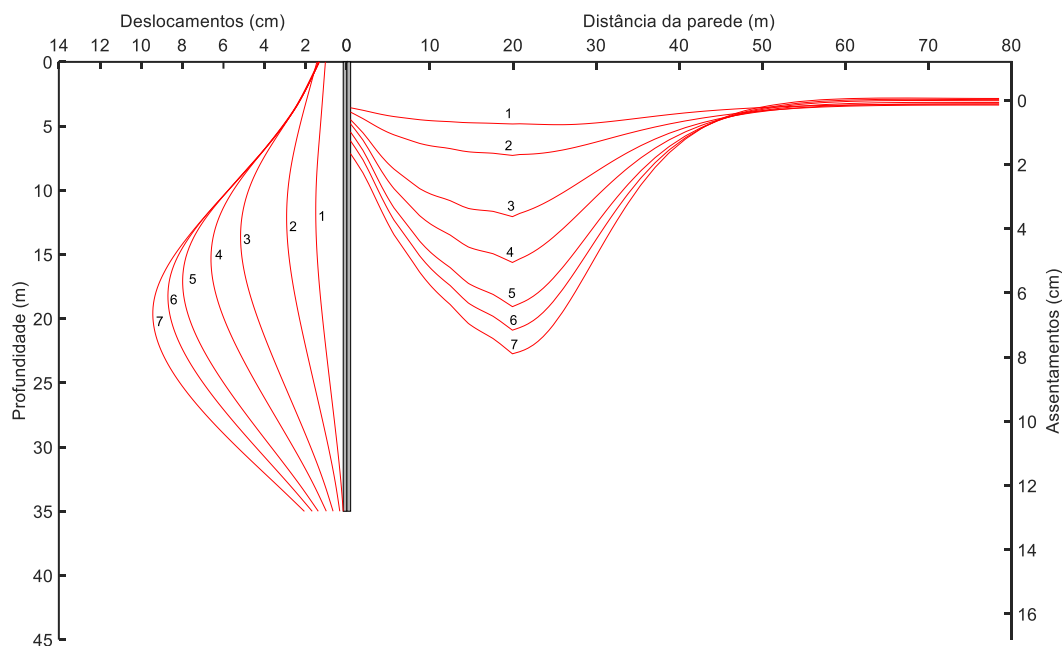


Figura 4.7 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede para a curva côncava

A Figura 4.8 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m), com o edifício a 3 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,5 cm, a 11,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,7 cm, localizado a 12,1 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 9,4 cm, a 19,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 7,1 cm, localizado a 22,5 m da parede.

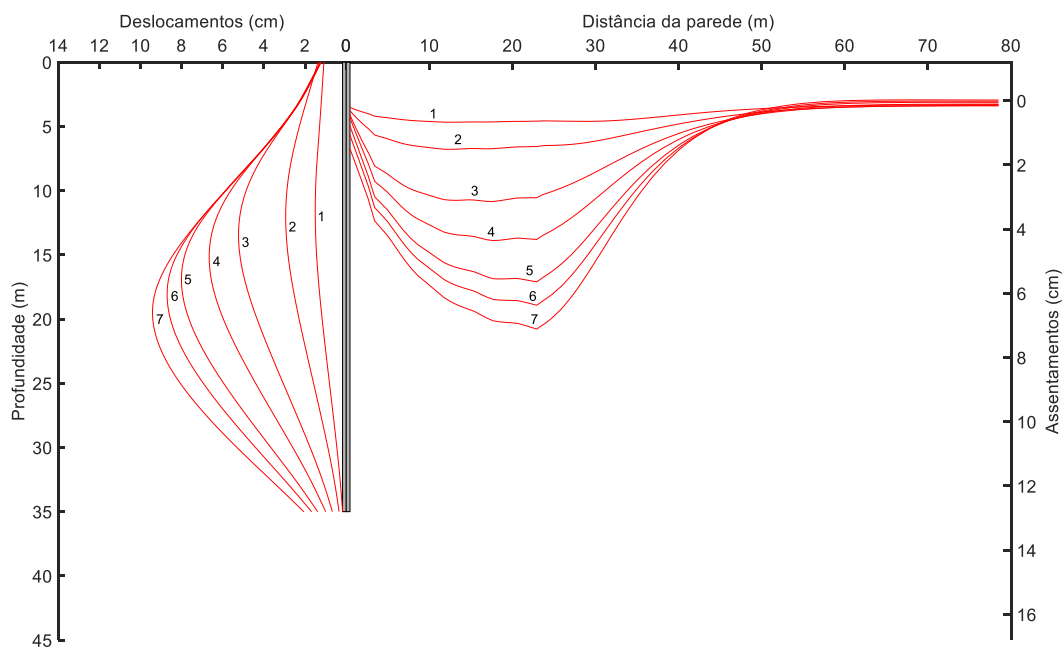


Figura 4.8 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 3 m da parede para a curva côncava

A Figura 4.9 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m), com o edifício a 6 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,5 cm, a 11,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,7 cm, localizado a 9,6 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 9,5 cm, a 19,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 6,6 cm, localizado a 14,8 m da parede.

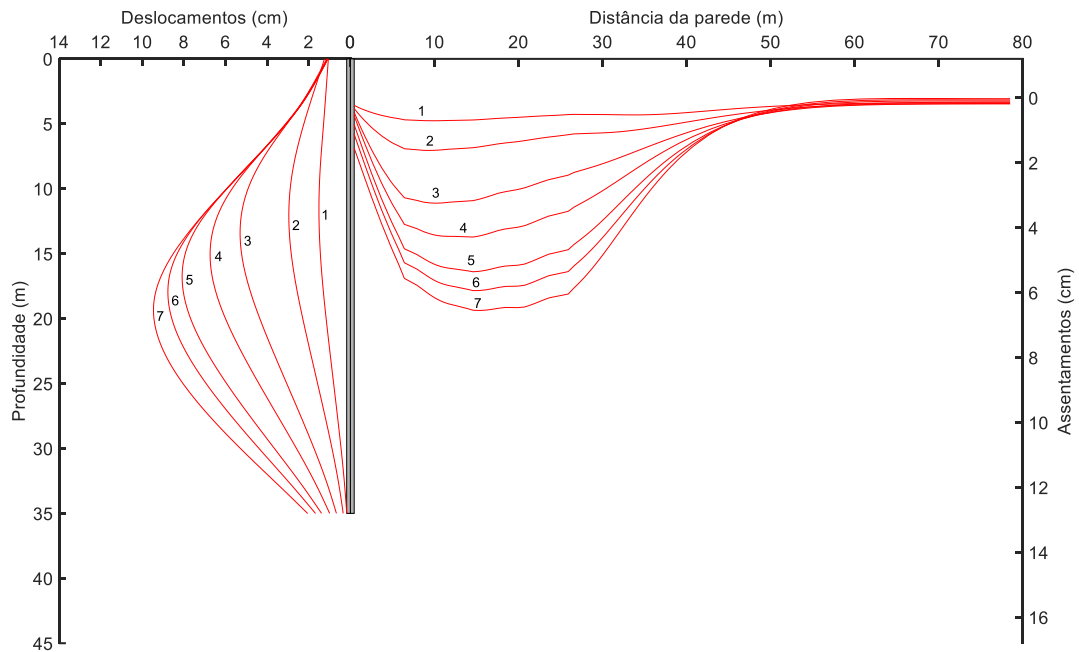


Figura 4.9 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 6 m da parede para a curva côncava

4.2.2.2 Curva tímpano

Na Figura 4.10 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m), com o edifício a 0 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 4,9 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 1,6 cm, localizado a 0 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 12,5 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 5,9 cm, localizado a 0 m da parede.

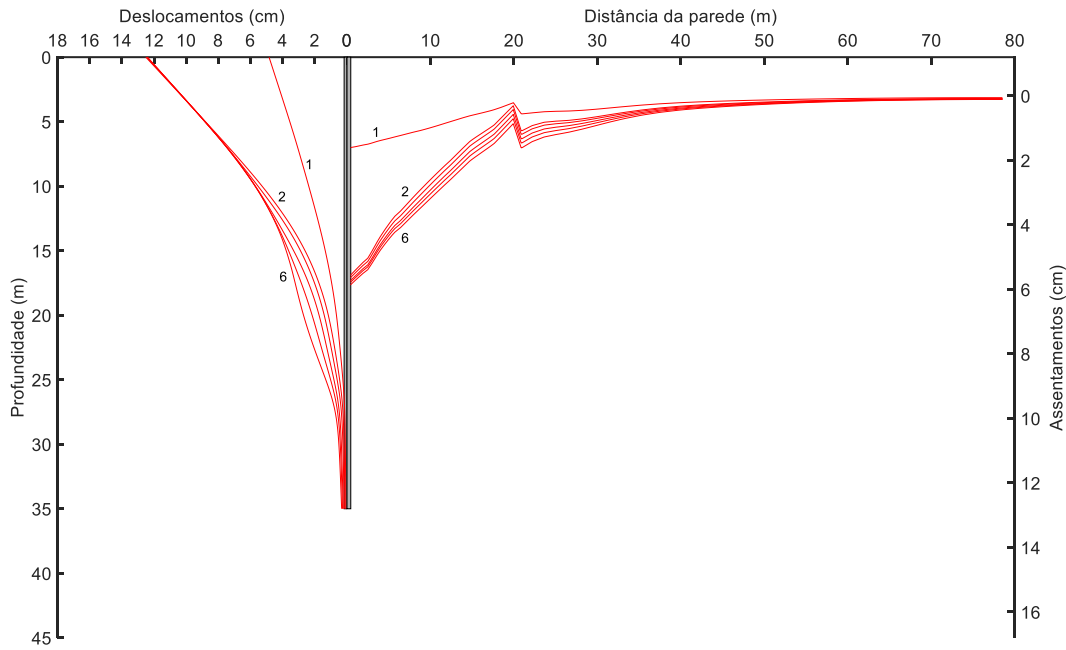


Figura 4.10 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede para a curva tímpano

A Figura 4.11 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m), com o edifício a 3 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 5,7 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 2,4 cm, localizado a 1,2 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 14,2 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 8,5 cm, localizado a 1,2 m da parede.

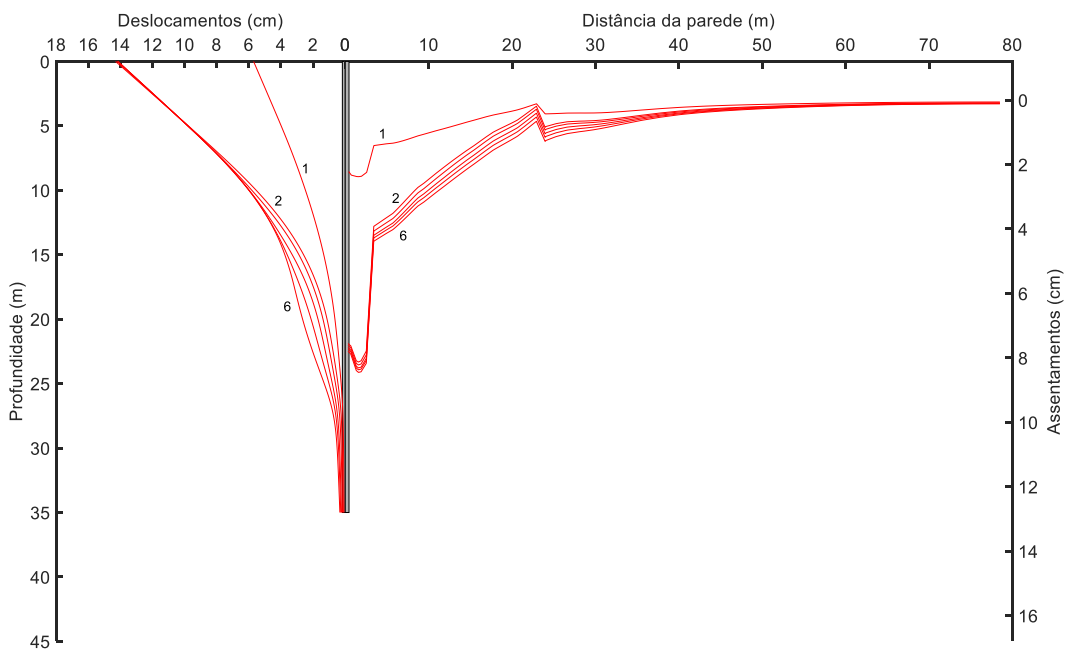


Figura 4.11 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 3 m da parede para a curva tímpano

A Figura 4.12 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 3 m de profundidade (GL-3,0 m), com o edifício a 6 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 6,2 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 2,6 cm, localizado a 0,6 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 15,1 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 8,5 cm, localizado a 0 m da parede.

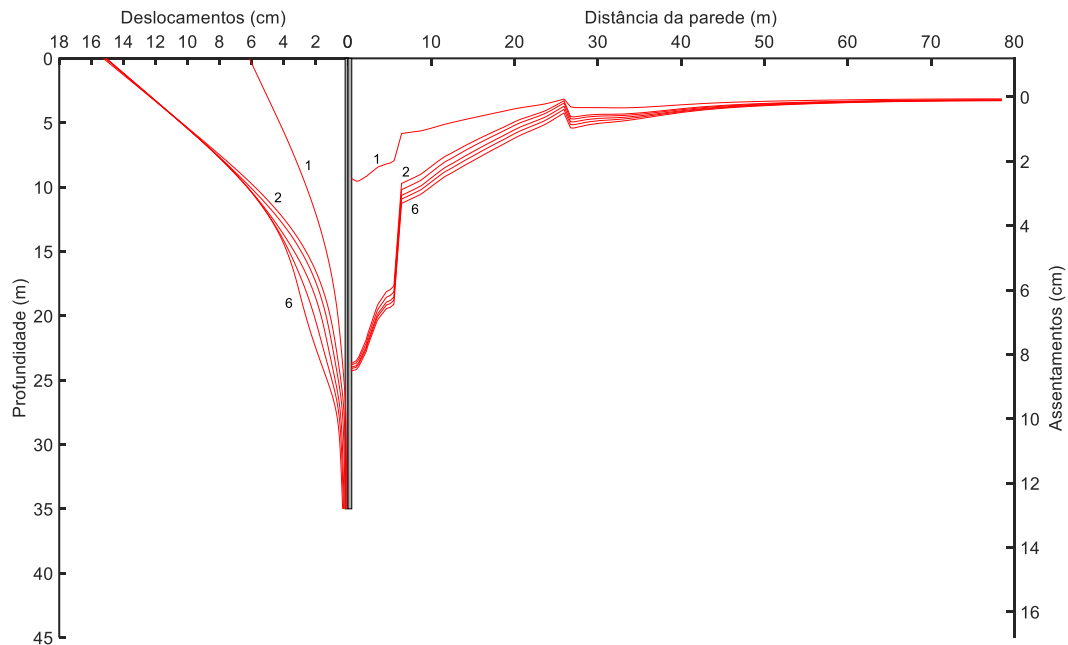


Figura 4.12 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 6 m da parede para a curva tímpano

4.2.3 Escavação com edifício na vizinhança fundado a 5,6 m de profundidade

Nesta secção são apresentados os resultados dos deslocamentos da parede e do terreno para os modelos com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade. Tal como na secção anterior, para cada tipo de curva de subsidência (côncava e tímpano) são apresentadas três hipóteses de localização do edifício, a saber: a primeira, para o modelo com o edifício a 0 m da parede de contenção; a segunda, com o edifício a 3 m da parede, e; a terceira com edifício a 6 m da parede.

4.2.3.1 Curva côncava

Na Figura 4.13 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m), com o edifício a 0 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,5 cm, a 11,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,7 cm, localizado a 27,9 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 9,2 cm, a 19,7 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 7,3 cm, localizado a 19,5 m da parede.

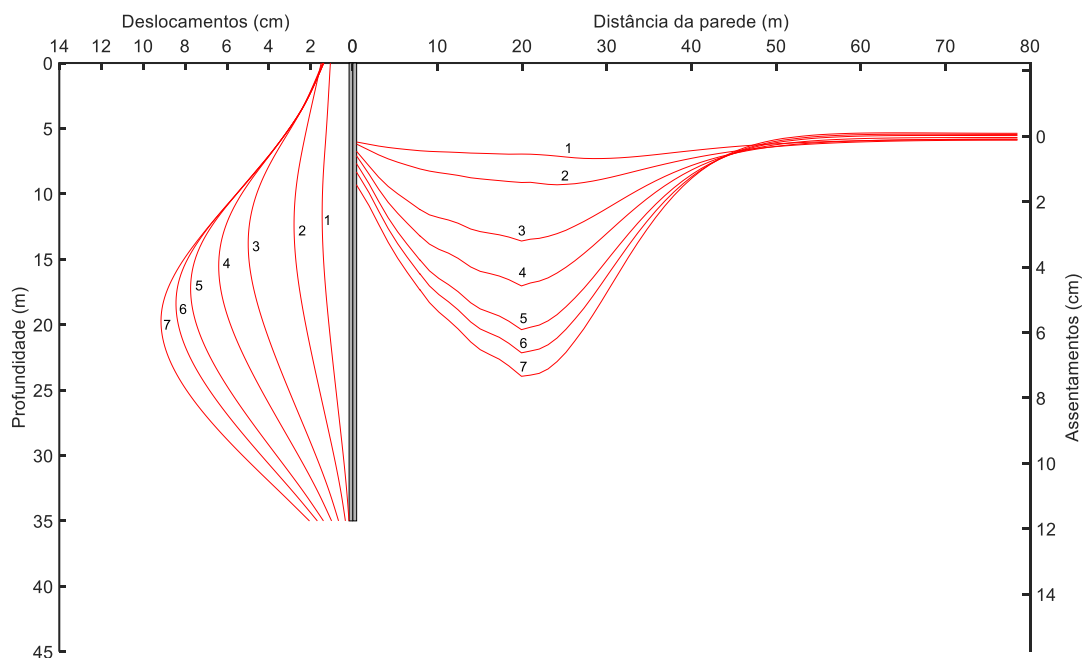


Figura 4.13 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade e a 0 m da parede para a curva côncava

A Figura 4.14 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m), com o edifício a 3 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,5 cm, a 11,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,6 cm, localizado a 32,0 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 9,1 cm, a 19,7 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 6,6 cm, localizado a 22,5 m da parede.

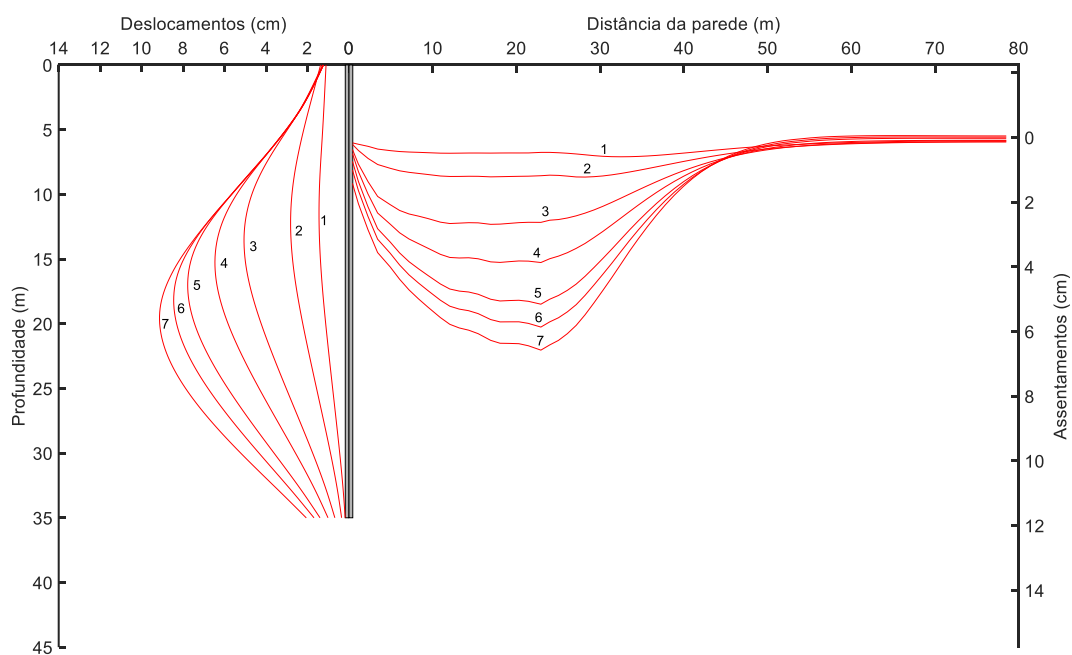


Figura 4.14 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade e a 3 m da parede para a curva côncava

A Figura 4.15 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m), com o edifício a 6 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 1,5 cm, a 11,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,5 cm, localizado a 8,6 m da parede. Para a Fase 7 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 9,2 cm, a 19,4 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 6,1 cm, localizado a 14,6 m da parede.

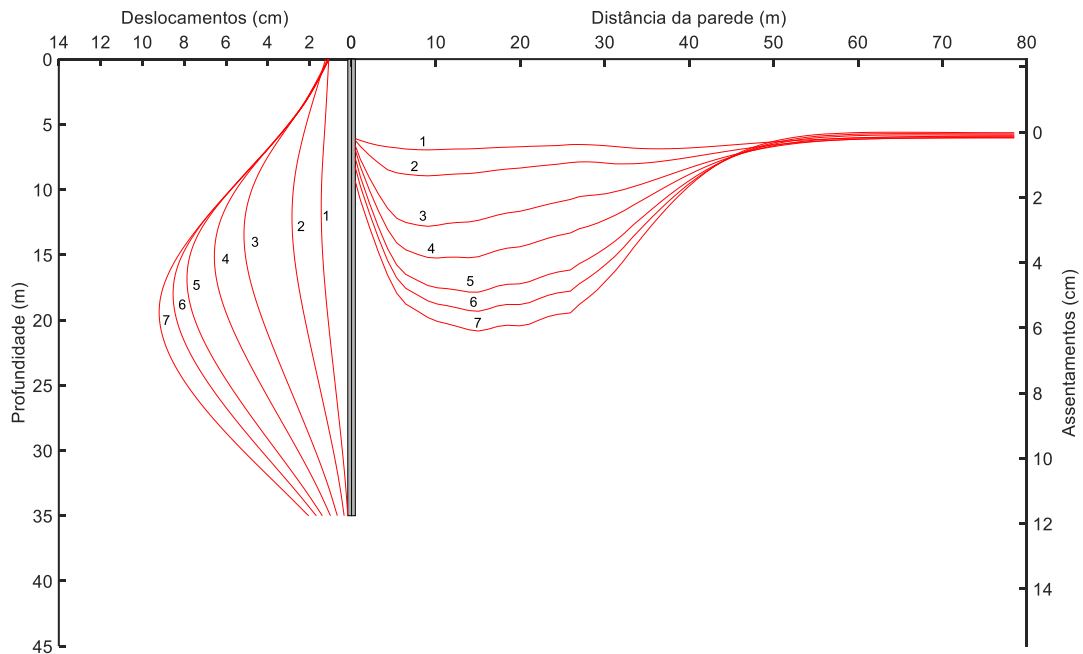


Figura 4.15 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade e a 6 m da parede para a curva côncava

4.2.3.2 Curva tímpano

Na Figura 4.16 apresentam-se os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m), com o edifício a 0 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 4,1 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 0,7 cm, localizado a 2,6 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 10,9 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 3,2 cm, localizado a 0 m da parede.

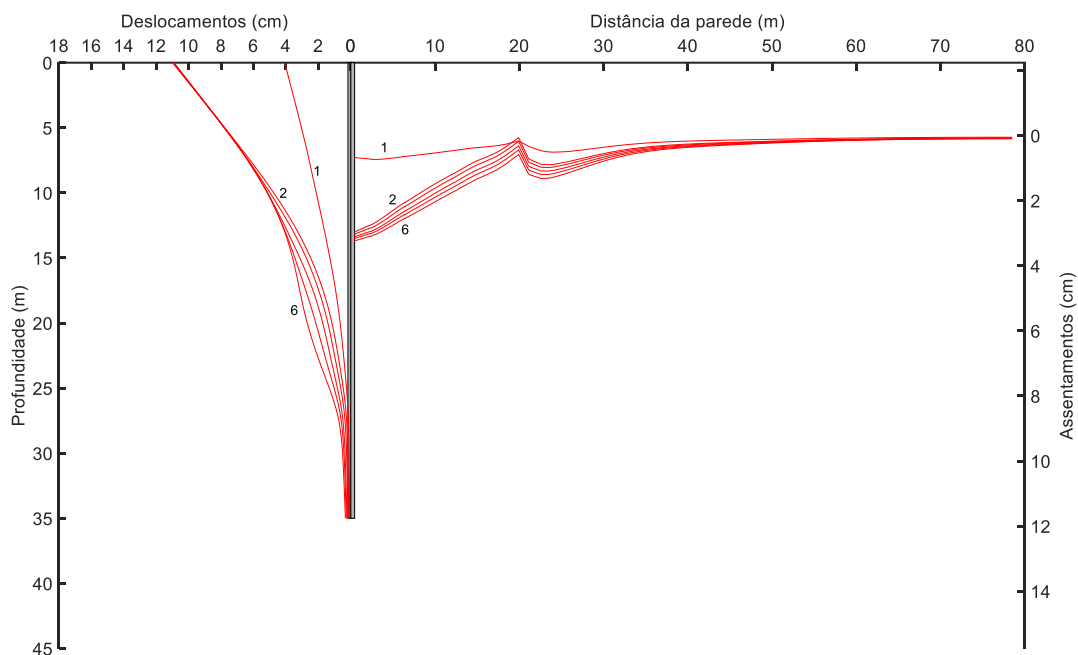


Figura 4.16 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade e a 0 m da parede para a curva tímpano

A Figura 4.17 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m), com o edifício a 3 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 5,4 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 1,2 cm, localizado a 2,0 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 13,6 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 4,6 cm, localizado a 1,0 m da parede.

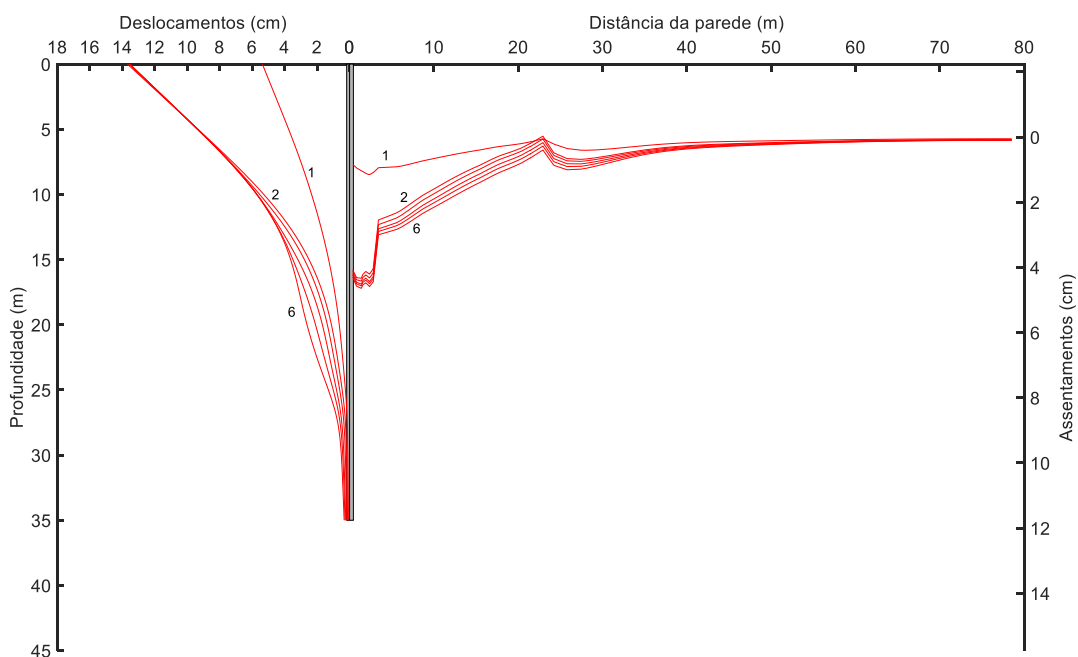


Figura 4.17 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade e a 3 m da parede para a curva tímpano

A Figura 4.18 ilustra os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos do terreno a 5,6 m de profundidade (GL-5,6 m), com o edifício a 6 m da parede de contenção. Para a Fase 1 verificou-se um deslocamento horizontal máximo da parede de 6,0 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 1,7 cm, localizado a 2,4 m da parede. Para a Fase 6 foi observado um deslocamento horizontal máximo da parede de 15,0 cm, a 0 m de profundidade e um deslocamento vertical máximo do terreno de 5,3 cm, localizado a 2,3 m da parede.

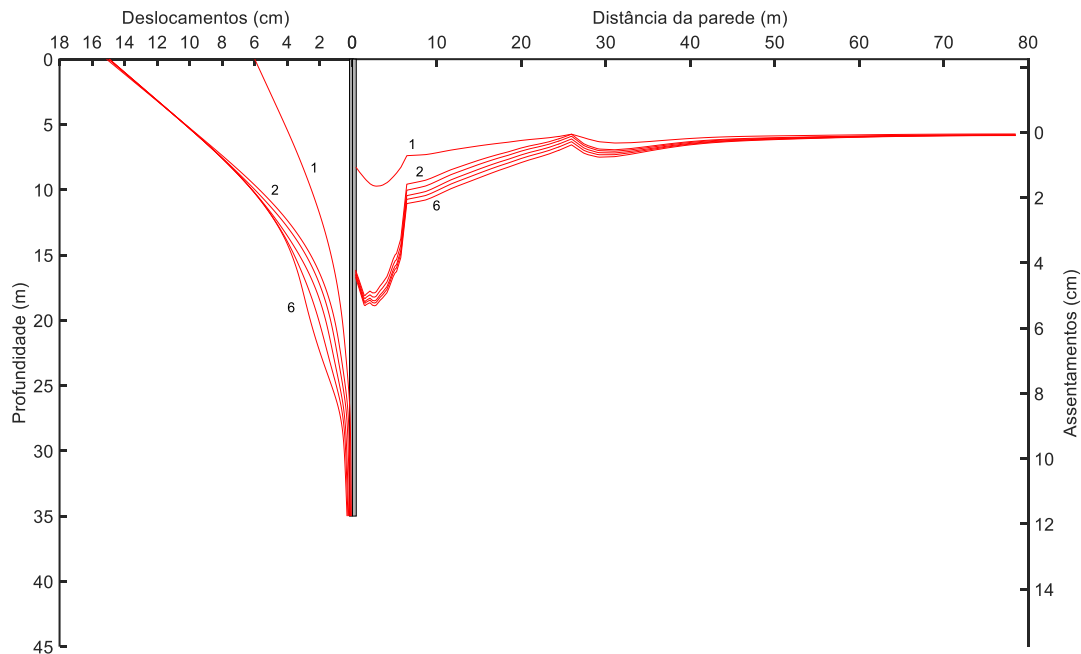


Figura 4.18 - Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos do terreno a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade e a 6 m da parede para a curva tímpano

4.2.4 Efeito da estrutura adjacente nos movimentos do terreno

Nesta seção são apresentados os resultados dos assentamentos máximos do terreno para as profundidades de 3,0 m e 5,6 m para os casos das curvas côncava e tímpano. A partir da evolução dos valores máximos é possível analisar a influência da consideração do edifício adjacente.

4.2.4.1 Curva côncava

Na Tabela 4.1 é apresentado um resumo dos assentamentos máximos obtidos para a profundidade de 3,0 m, para cada fase construtiva de todos os modelos numéricos. São também apresentadas as diferenças percentuais de movimento em relação ao modelo de campo livre.

Em geral, constata-se que a consideração do edifício faz com que os assentamentos máximos do terreno diminuam. Para as três primeiras fases construtivas, esta diminuição é mais acentuada para o caso do edifício localizado a 3 m da parede de contenção. Para as restantes fases a diminuição é mais acentuada no caso do edifício localizado a 6 m da parede de contenção.

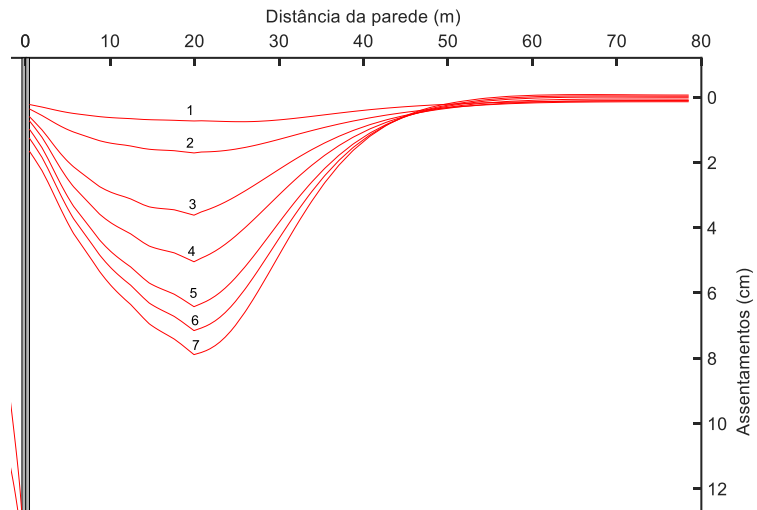
Tabela 4.1 - Resumo dos assentamentos máximos do terreno a G.L.-3,0 m para os modelos numéricos correspondentes a curva côncava

Fase Construtiva	Assentamentos máximos do terreno [cm] (G.L.-3,0 m)			
	Campo livre	Edifício a 0 m da parede	Edifício a 3 m da parede	Edifício a 6 m da parede
Fase 1	1,1	0,8 -32 %	0,7 -40 %	0,7 -36 %
Fase 2	2,2	1,7 -23 %	1,5 -32 %	1,6 -27 %
Fase 3	4,2	3,6 -14 %	3,1 -25 %	3,2 -23 %
Fase 4	5,5	5,1 -9 %	4,4 -21 %	4,3 -22 %
Fase 5	6,8	6,4 -6 %	5,6 -17 %	5,4 -21 %
Fase 6	7,5	7,2 -5 %	6,4 -15 %	5,9 -21 %
Fase 7	8,2	7,9 -4 %	7,1 -14 %	6,6 -20 %

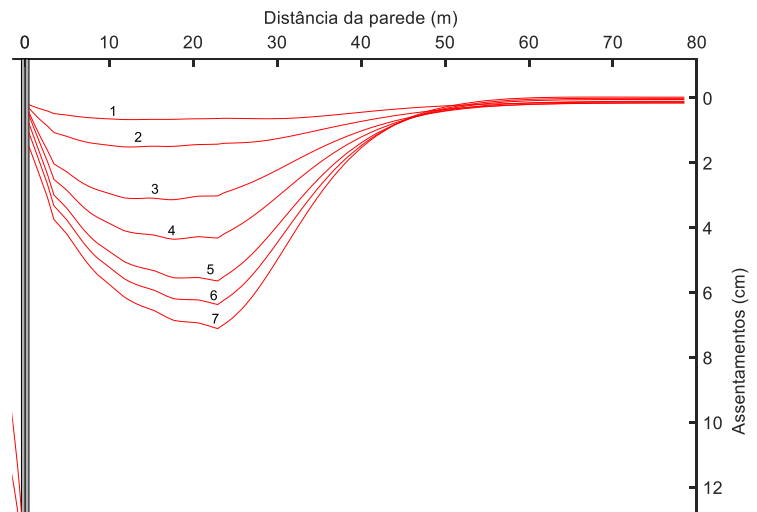
Nota: As diferenças percentuais são relativas aos valores de campo livre

Ainda assim é importante ter em consideração que uma análise unicamente focada nos valores máximos não proporciona uma comparação completa dos resultados obtidos com os diferentes modelos, pelo que é necessária uma análise global das curvas de subsidência. A Figura 4.19 apresenta as curvas de subsidência obtidas para o caso do edifício fundado a 3 m de profundidade.

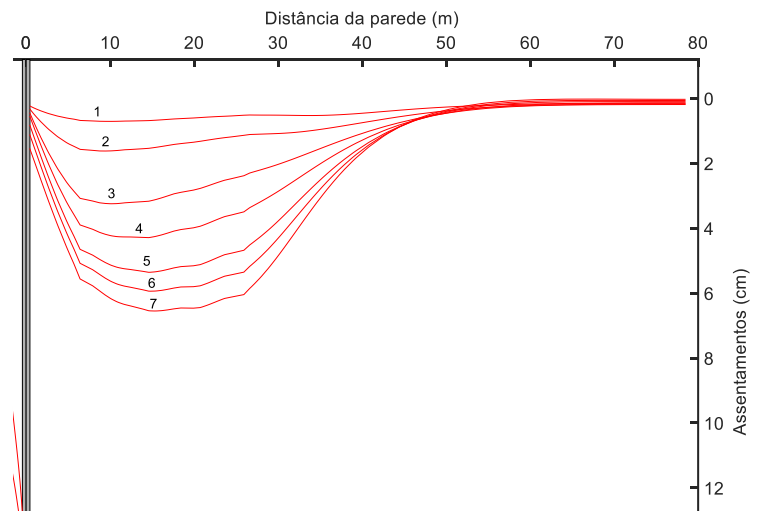
Para o primeiro caso (Figura 4.19.a)), o edifício foi posicionado a 0 m da parede, pelo que se encontra fundado até aos 19,5 m da parede de contenção, sendo esta a localização do assentamento máximo do terreno. Para o segundo caso (Figura 4.19.b)), o edifício foi posicionado a 3 m da parede, pelo que se encontra fundado dos 3 m até aos 22,5 m da parede de contenção, sendo também esta a localização do assentamento máximo do terreno. Para o terceiro caso (Figura 4.19.c)), com o edifício posicionado a 6 m da parede (estando fundado dos 6 m até aos 25,5 m da parede de contenção), o deslocamento máximo do terreno encontra-se perto da localização do máximo do modelo de campo livre (ver Figura 4.2).



a)



b)



c)

Figura 4.19 - Assentamentos do terreno (curva côncava) a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3,0 m de profundidade: a) Edifício a 0 m da parede; b) Edifício a 3 m da parede, e; c) Edifício a 6 m da parede

Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados dos assentamentos máximos para a profundidade de 5,6 m para cada fase construtiva de todos os modelos numéricos. São novamente apresentadas as diferenças percentuais de movimento em relação ao modelo de campo livre.

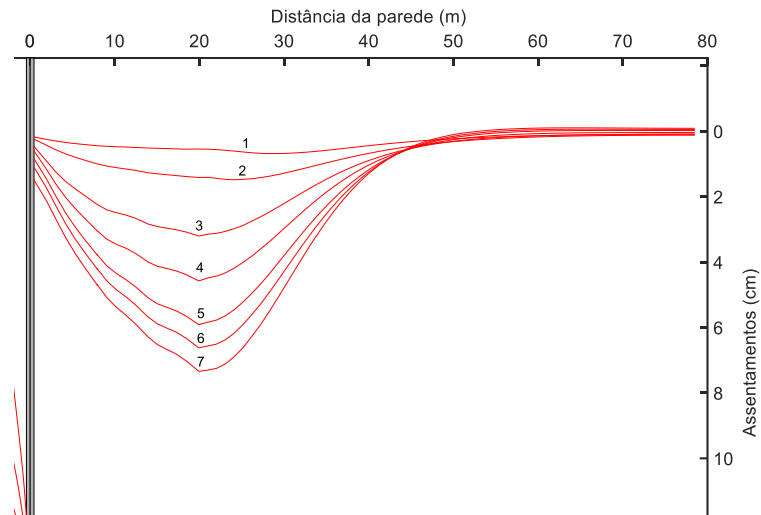
Tal como no caso do edifício fundado a 3 m de profundidade, neste caso (edifício fundado a 5,6 m de profundidade) também se constata a diminuição generalizada dos assentamentos máximos do terreno. Para as Fases 2 e 3 esta diminuição é mais acentuada para o caso do edifício localizado a 3 m da parede de contenção. Para as restantes fases a diminuição é mais acentuada no caso do edifício localizado a 6 m da parede de contenção.

Tabela 4.2 - Resumo dos assentamentos máximos do terreno a G.L-5,6 m para os modelos numéricos correspondentes a curva côncava

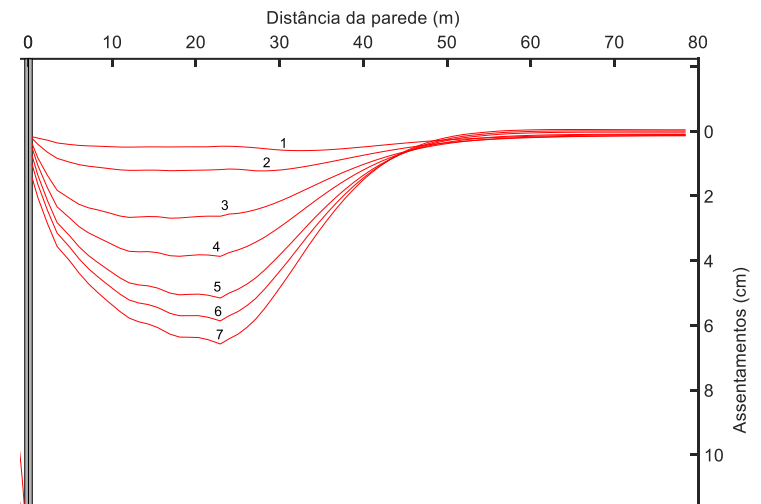
Fase Construtiva	Assentamentos máximos do terreno [cm] (G.L-5,6 m)			
	Campo livre	Edifício a 0 m da parede	Edifício a 3 m da parede	Edifício a 6 m da parede
Fase 1	1,1	0,7 -36 %	0,6 -43 %	0,5 -49 %
Fase 2	2,1	1,5 -31 %	1,2 43 %	1,3 -37 %
Fase 3	4,1	3,2 -22 %	2,7 -35 %	2,9 -30 %
Fase 4	5,5	4,6 -16 %	3,9 -29 %	3,9 -30 %
Fase 5	6,8	5,9 -13 %	5,2 -24 %	4,9 -28 %
Fase 6	7,5	6,6 -12 %	5,9 -22 %	5,5 -27 %
Fase 7	8,3	7,3 -11 %	6,6 -20 %	6,1 -26 %

Nota: As diferenças percentuais são relativas aos valores de campo livre

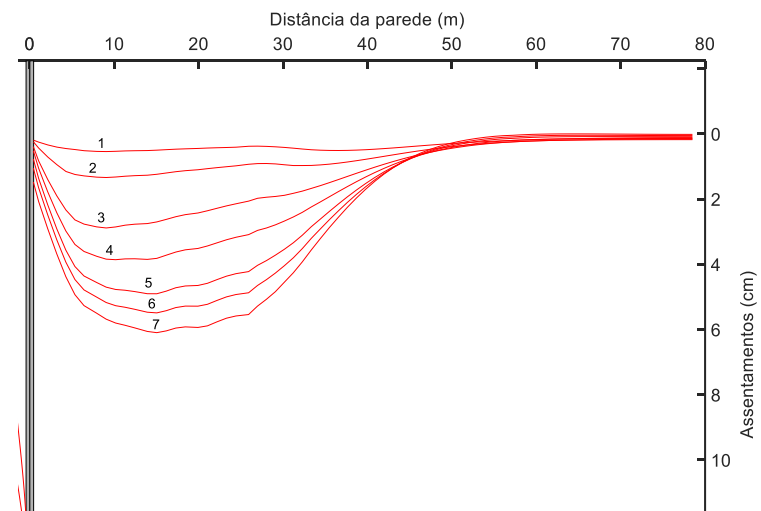
A Figura 4.20 apresenta as curvas de subsidência obtidas para este caso do edifício fundado a 5,6 m de profundidade. Mantém-se integralmente válidas as considerações feitas a este propósito sobre os modelos com o edifício fundado a 3 m de profundidade, isto é, para a primeira (0 m - Figura 4.20.a)) e segunda (3 m - Figura 4.20.b)) posições do edifício, o deslocamento máximo do terreno está localizado no limite do edifício mais distante da contenção, a 19,5 m e 22,5 m respetivamente. Para a terceira posição (6 m - Figura 4.20.c)) o deslocamento máximo do terreno encontra-se perto da localização do máximo do modelo de campo livre (ver Figura 4.3).



a)



b)



c)

Figura 4.20 - Assentamentos do terreno (curva côncava) a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade: a) Edifício a 0 m da parede; b) Edifício a 3 m da parede e c) Edifício a 6 m da parede

4.2.4.2 Curva tímpano

Na Tabela 4.3 é apresentado um resumo dos assentamentos máximos obtidos para a profundidade de 3,0 m, para cada fase construtiva de todos os modelos numéricos. São mais uma vez apresentadas as diferenças percentuais de movimento em relação ao modelo de campo livre.

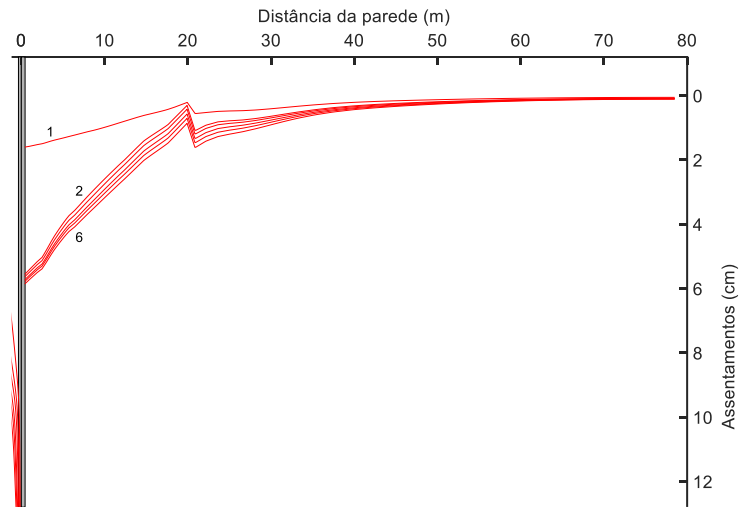
Tendo em conta os valores apresentados é perceptível que a tendência verificada para os modelos de curva côncava não se aplica, exceto para o modelo com o edifício posicionado a 0 m da parede, único caso em que a consideração do edifício fez com que os assentamentos máximos do terreno diminuíssem. Para os modelos com o edifício localizado a 3 m e a 6 m da parede de contenção o efeito é desprezável ($< \pm 1\%$).

Tabela 4.3 - Resumo dos assentamentos máximos do terreno a G.L-3,0 m para os modelos numéricos correspondentes a curva tímpano

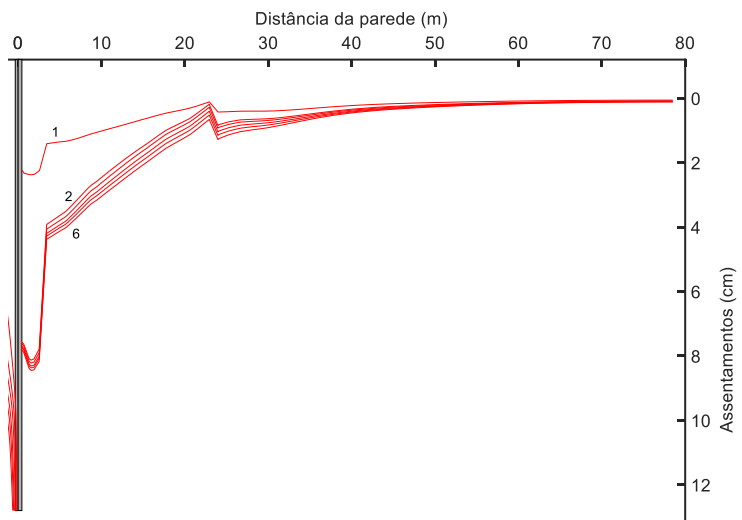
Fase Construtiva	Assentamentos máximos do terreno [cm] (G.L-3,0 m)			
	Campo livre	Edifício a 0 m da parede	Edifício a 3 m da parede	Edifício a 6 m da parede
Fase 1	2,6	1,6 -39 %	2,4 -9 %	2,6 +0 %
Fase 2	8,2	5,6 -32 %	8,1 -1 %	8,3 +1 %
Fase 3	8,3	5,6 -32 %	8,2 -1 %	8,3 +1 %
Fase 4	8,3	5,7 -31 %	8,3 -0 %	8,4 +1 %
Fase 5	8,4	5,8 -31 %	8,4 -0 %	8,5 +1 %
Fase 6	8,5	5,9 -31 %	8,5 +0 %	8,5 +1 %

Nota: As diferenças percentuais são relativas aos valores de campo livre

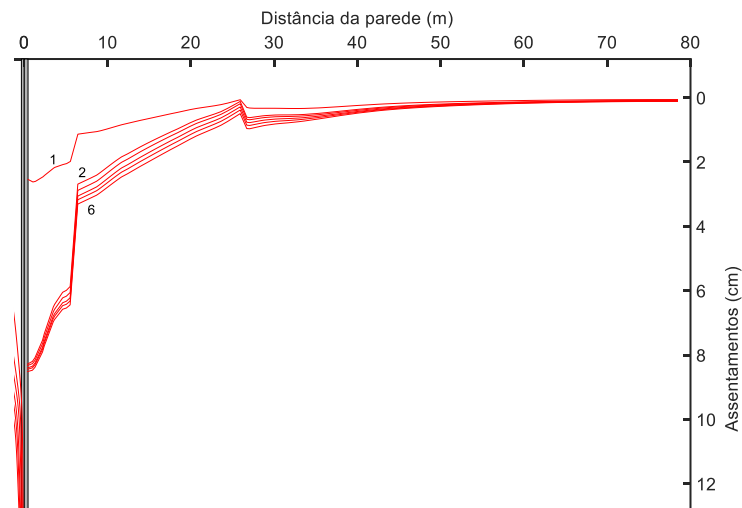
A Figura 4.21 apresenta as curvas de subsidência obtidas para o caso do edifício fundado a 3 m de profundidade. Tendo em conta a diferença de comportamento do terreno entre o primeiro modelo (Figura 4.21.a)) e o segundo e terceiro (Figura 4.21.b); Figura 4.21.c)) verifica-se que o edifício apenas tem uma influência restrita na zona onde está fundado. Assim, quando o edifício se encontra afastado da parede (zona onde se verificam os assentamentos máximos), os assentamentos assumem valores da mesma ordem de grandeza do modelo de campo livre (ver Figura 4.5).



a)



b)



c)

Figura 4.21 – Assentamentos do terreno (curva tímpano) a GL-3,0 m com o edifício fundado a 3,0 m de profundidade: a) Edifício a 0 m da parede; b) Edifício a 3 m da parede e c) Edifício a 6 m da parede

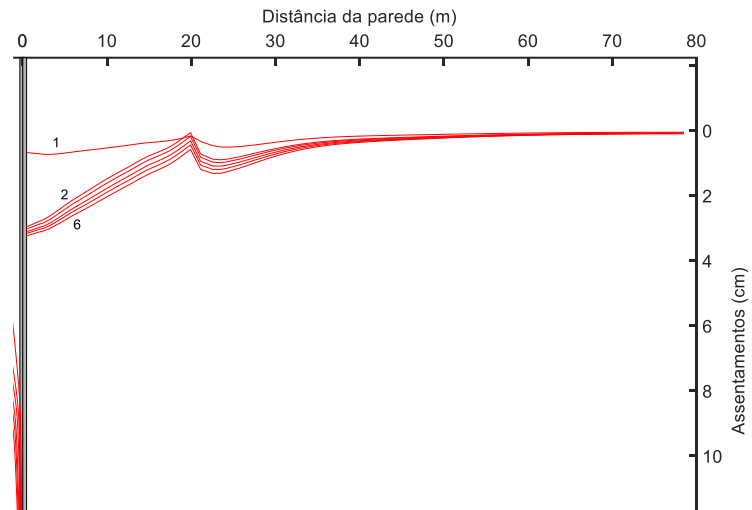
Na Tabela 4.4 é apresentado um resumo dos assentamentos máximos obtidos para a profundidade de 5,6 m, para cada fase construtiva de todos os modelos numéricos. Apresentam-se também as diferenças percentuais de movimento em relação ao modelo de campo livre. Mantém-se o padrão verificado na Tabela 3.3, isto é, só com o edifício a 0 m é que os assentamentos máximos do terreno diminuem de forma significativa, o que não se verifica para os modelos com o edifício localizado a 3 m e a 6 m da parede de contenção, em que o efeito é pequeno (edifício a 3 m da parede < +/- 10 %) ou contraproducente (assentamento máximo superior ao caso de campo livre para a parede de contenção a 6 de distância).

Tabela 4.4 - Resumo dos assentamentos máximos do terreno a G.L.-5,6 m para os modelos numéricos correspondentes a curva tímpano

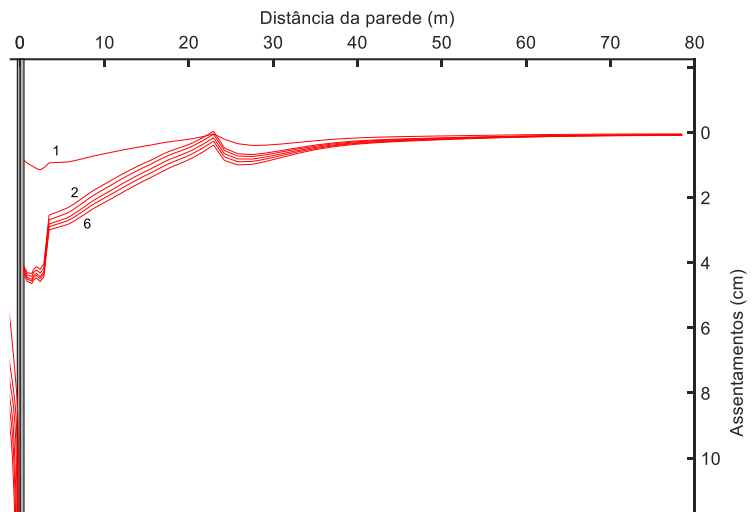
Fase construtiva	Assentamentos máximos do terreno [cm] (G.L.-5,6 m)			
	Campo livre	Edifício a 0 m da parede	Edifício a 3 m da parede	Edifício a 6 m da parede
Fase 1	1,6	0,7 -54 %	1,2 -27 %	1,7 +5 %
Fase 2	4,6	3,0 -35 %	4,3 -5 %	5,0 +10 %
Fase 3	4,7	3,0 -35 %	4,4 -6 %	5,1 +9 %
Fase 4	4,8	3,1 -35 %	4,5 -6 %	5,2 +8 %
Fase 5	4,9	3,2 -35 %	4,6 -7 %	5,2 +7 %
Fase 6	5,0	3,2 -35 %	4,6 -7 %	5,3 +7 %

Nota: As diferenças percentuais são relativas aos valores de campo livre

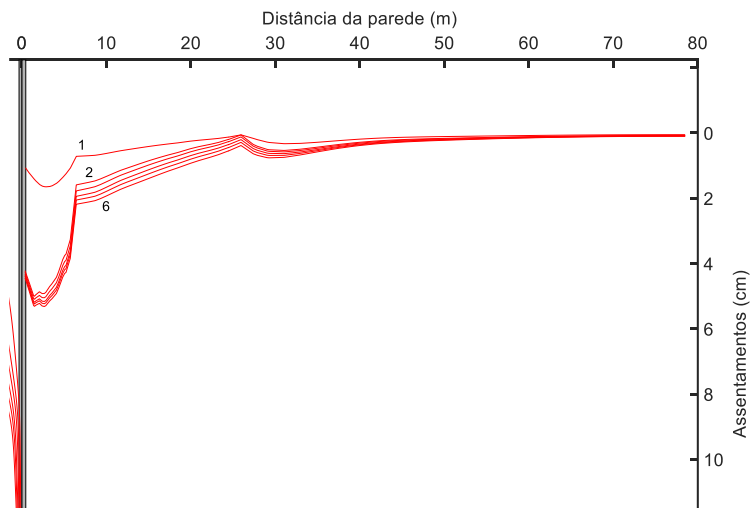
A Figura 4.22 apresenta as curvas de subsidência obtidas para os casos do edifício fundado a 5,6 m de profundidade. Em geral, o padrão é idêntico ao descrito para os casos anteriormente analisados (isto é, os do edifício fundado a 3 m de profundidade).



a)



b)



c)

Figura 4.22 - Assentamentos do terreno (curva tímpano) a GL-5,6 m com o edifício fundado a 5,6 m de profundidade: a) Edifício a 0 m da parede; b) Edifício a 3 m da parede e c) Edifício a 6 m da parede

4.3 Comparação dos resultados obtidos com formulações empíricas

Nesta secção faz-se a comparação dos assentamentos do terreno obtidos pelos modelos numéricos desenvolvidos no Plaxis com os decorrentes da aplicação de métodos empíricos. A metodologia utilizada passa pelas seguintes etapas:

1. Previsão do tipo de curva de subsidência (côncava ou tímpano) através das deformações da parede, recorrendo ao método proposto por Hsieh & Ou (1998);
2. Determinação do assentamento máximo do terreno (δ_{vm}). Para o caso da curva côncava através da relação $\delta_{vm} = 0,75\delta_{hm}$ proposta por Hsieh & Ou (1998). Para o caso da curva tímpano recorrendo ao método de Bowles (1990);
3. Determinação das curvas de subsidência segundo a metodologia de Ou & Hsieh (2011);
4. Comparação dos resultados com os assentamentos obtidos pelos modelos numéricos e com o método precedente de Hsieh & Ou (1998).

Para simplificar a comparação dos resultados das modelações numéricas com os empíricos são apenas analisadas as curvas de subsidência dos modelos à profundidade de 3,0 m e três fases construtivas, a saber: para a curva côncava, as Fases 2, 4 e 7 e para a curva tímpano as Fases 1, 2 e 6.

4.3.1 Escavação em campo livre

4.3.1.1 Curva côncava

Recorrendo às deformadas da parede obtidas no modelo numérico de campo livre, utilizou-se o Autocad para medir as áreas de referência necessárias para aplicação da metodologia empírica. Na Tabela 4.5 apresentam-se os respetivos valores.

Tabela 4.5 - Áreas de deformação da parede para o modelo em campo livre a G.L-3,0 m (curva côncava)

Modelo	$Ac1 [m^2]$	$Ac2 [m^2]$	$Ac [m^2]$	$1,6Ac [m^2]$	$As [m^2]$
Campo livre	0,19	0,36	0,36	0,57	1,82

Assim, a deformação da parede em campo livre conduz a $As \geq 1,6Ac$, pelo que o método empírico indica que se está perante uma curva de subsidência do tipo côncava.

O assentamento máximo do terreno a G.L-3,0 m é:

$$\delta_{vm,Fase2} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 3,2 = 2,4 \text{ cm};$$

$$\delta_{vm,Fase4} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 7,1 = 5,3 \text{ cm};$$

$$\delta_{vm,Fase7} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 10,1 = 7,6 \text{ cm}.$$

Seguindo a metodologia empírica, é necessário determinar a dimensão da zona primária de influência (PIZ) que tem em consideração as condições da estratigrafia do terreno e da geometria da escavação. Pelo facto desta metodologia não considerar a existência de edifícios na

envolvente da escavação, as PIZ calculadas para o modelo em campo livre serão utilizadas para os outros modelos, com o edifício.

Para além da Fase 7 ($H_e=19,7$ m), foram calculadas curvas de subsidência para duas fases intermédias, a Fase 2 ($H_e=4,9$ m) e a Fase 4 ($H_e=11,8$ m) que também são usadas para efeitos de comparação com os resultados numéricos.

Na Fase 2, $2H_e=9,8$ m e se o estrato de cascalho for considerado como um estrato rochoso, significa que $H_g=45$ m. Assim, a zona de colapso devido ao estado ativo (PIZ_2) é igual a 9,8 m. Como a profundidade da base da camada de argila mole (H_f) é de 37,5 m, a zona de colapso devido ao levantamento do fundo de escavação (PIZ_1) é também igual a 37,5 m. Desta forma a zona de influência primária (PIZ) é de 37,5 m.

Para as Fases seguintes, o raciocínio é idêntico, sendo a única alteração relativa à altura de escavação, que varia consoante a fase construtiva. Assim, as zonas de influência primária para as Fases 2, 4 e 7 (fase final) são 37,5 m, 37,5 m e 39,4 m, respetivamente.

Na Tabela 4.6 consta o resumo de todos os parâmetros utilizados para o cálculo das PIZ da curva côncava.

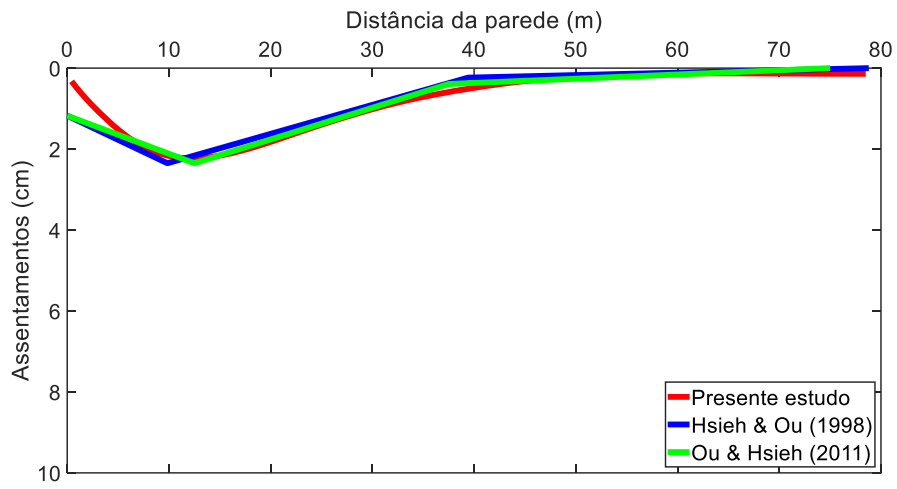
Tabela 4.6 - Parâmetros utilizados para o cálculo das PIZ da curva côncava

Fase construtiva	H_e	$2H_e$	B	H_f	H_g	PIZ_1	PIZ_2	PIZ
Fase 2	4,9	9,8	43,0	37,5	45,0	37,5	9,8	37,5
Fase 4	11,8	23,6	43,0	37,5	45,0	37,5	23,6	37,5
Fase 7	19,7	39,4	43,0	37,5	45,0	37,5	39,4	39,4

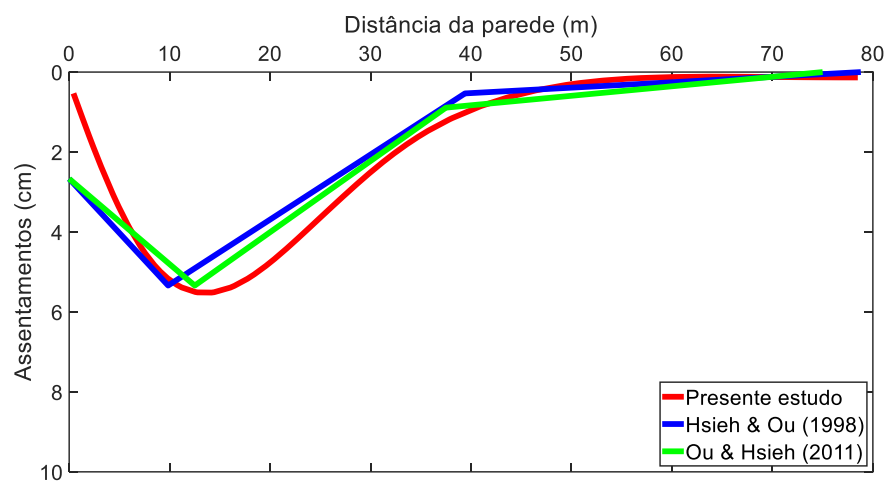
Nota: Unidades = metro

Na Figura 4.23 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 2 (Figura 4.23.a), 4 (Figura 4.23.b) e 7 (Figura 4.23.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com o modelo numérico. Nas imediações da parede, é notória a diferença entre os assentamentos do terreno calculados através do método numérico e os obtidos pelos métodos empíricos. Para a Fase 7 os deslocamentos empíricos são sensivelmente duas vezes superiores nesta localização específica. Relativamente ao assentamento máximo verifica-se uma ligeira diferença, em valor e localização, mais significativa apenas para a Fase 7. Os métodos empíricos conduzem a um assentamento ligeiramente inferior e mais perto da parede de contenção.

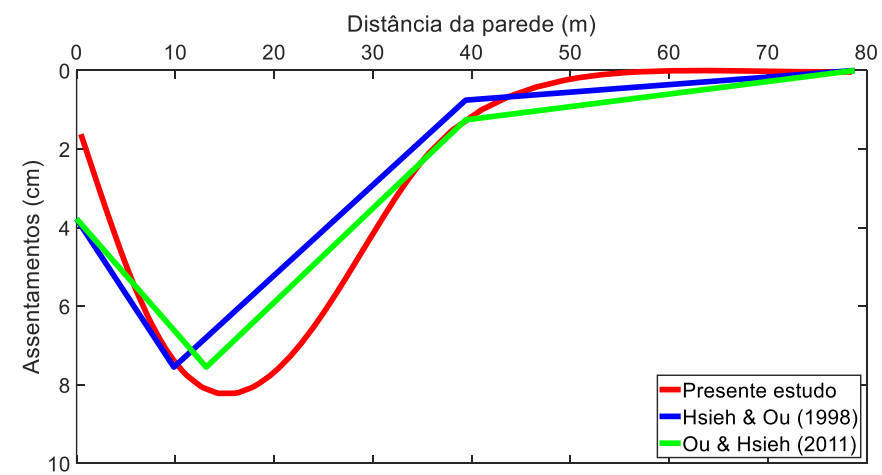
Dos dois métodos empíricos utilizados, o método de Ou & Hsieh (2011) apresenta os melhores resultados, ainda que a diferença para o método de Hsieh & Ou (1998) seja mínima.



a)



b)



c)

Figura 4.23 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L-3,0 m em campo livre para a curva côncava: a) Fase 2; b) Fase 4; c) Fase 7

4.3.1.2 Curva tímpano

Recorrendo às deformadas da parede obtidas no modelo numérico de campo livre, utilizou-se mais uma vez o Autocad para medir as áreas de referência necessárias para aplicação da metodologia empírica. Na Tabela 4.7 resumem-se os respetivos valores.

Tabela 4.7 - Áreas de deformação da parede para o modelo em campo livre a G.L-3,0 m (curva tímpano)

Modelo	$Ac1 [m^2]$	$Ac2 [m^2]$	$Ac [m^2]$	$1,6Ac [m^2]$	$As [m^2]$
Campo livre	0,47	0,90	0,90	1,44	0,36

Assim, a deformação da parede em campo livre conduz a $As < 1,6Ac$, pelo que o método empírico indica que se está perante uma curva de subsidência do tipo tímpano.

Calculou-se o assentamento máximo do terreno a G.L-3,0 m através do método de Bowles, tal como consta da Tabela 4.8. Para este cálculo foi considerado que a camada superior é a camada mais influente nos assentamentos do terreno.

Tabela 4.8 - Parâmetros utilizados para a determinação do assentamento máximo do terreno através do método de Bowles para o modelo em campo livre da curva tímpano

Fase construtiva	$\phi [^\circ]$	$B [m]$	$H_e [m]$	$H_d [m]$	$D [m]$	$Vs [m^3]$	$\delta_{vm} [cm]$
1	25	43	4,9	33,75	60,67	0,47	3,08
2	25	43	8,6	33,75	66,47	1,03	6,17
6	25	43	19,7	33,75	83,90	1,26	6,00

Nota: $Vs = (Ac2 + As) \times 1 [m]$

Seguindo a metodologia empírica, é necessário determinar a dimensão da zona primária de influência (PIZ) que tem em consideração as condições da estratigrafia do terreno e da geometria da escavação. Pelo facto desta metodologia não considerar a existência de edifícios na envolvente da escavação, as PIZ calculadas para o modelo em campo livre serão utilizadas para os outros modelos, com o edifício.

Para além da Fase 6 ($H_e=19,7$ m), foram calculadas curvas de subsidência para duas fases intermédias, a Fase 1 ($H_e=4,9$ m) e a Fase 2 ($H_e=8,6$ m) que também são usadas para efeitos de comparação com os resultados numéricos.

Na Fase 1, $2H_e=9,8$ m e se o estrato rochoso for considerado abaixo da geometria estudada, significa que $H_g=45$ m. Assim, a zona de colapso devido ao estado ativo (PIZ_2) é igual a 9,8 m. Como a profundidade da base da camada de argila mole (H_f) é de 14,0 m, a zona de colapso devido ao levantamento do fundo de escavação (PIZ_1) é também igual a 14,0 m. Desta forma a zona de influência primária (PIZ) é de 14,0 m.

Para as Fases seguintes, o raciocínio é idêntico, sendo mais uma vez a única alteração relativa à altura de escavação, que varia consoante a fase construtiva. Assim, as zonas de influência primária para as Fases 1, 2 e 6 (fase final) são 14,0 m, 17,2 m e 39,4 m, respetivamente.

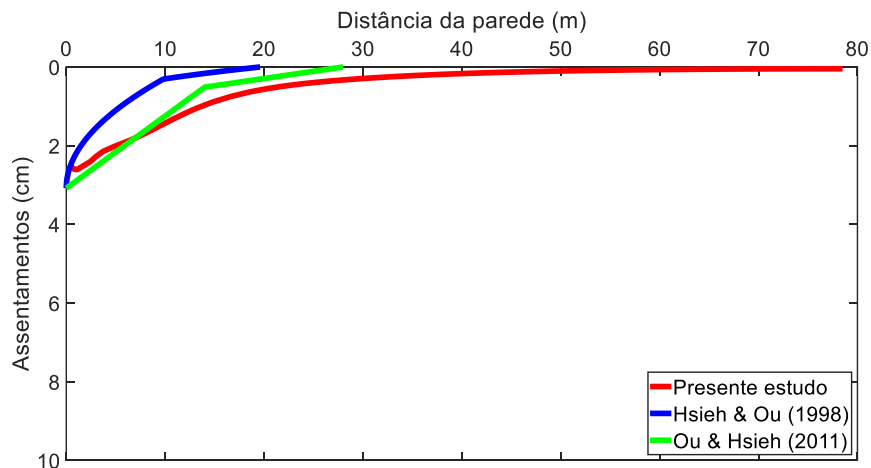
Na Tabela 4.9 consta o resumo de todos os parâmetros utilizados para o cálculo das PIZ da curva tímpano.

Tabela 4.9 - Parâmetros utilizados para o cálculo das PIZ da curva tímpano

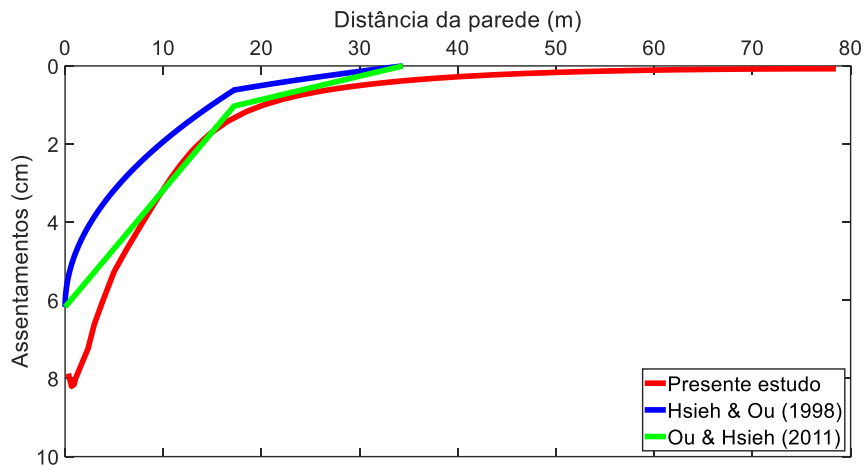
Fase construtiva	H_e	$2H_e$	B	H_f	H_g	PIZ_1	PIZ_2	PIZ
Fase 1	4,9	9,8	43,0	14,0	45,0	14,0	9,8	14,0
Fase 2	8,6	17,2	43,0	14,0	45,0	14,0	17,2	17,2
Fase 6	19,7	39,4	43,0	14,0	45,0	14,0	39,4	39,4

Nota: Unidades = metro

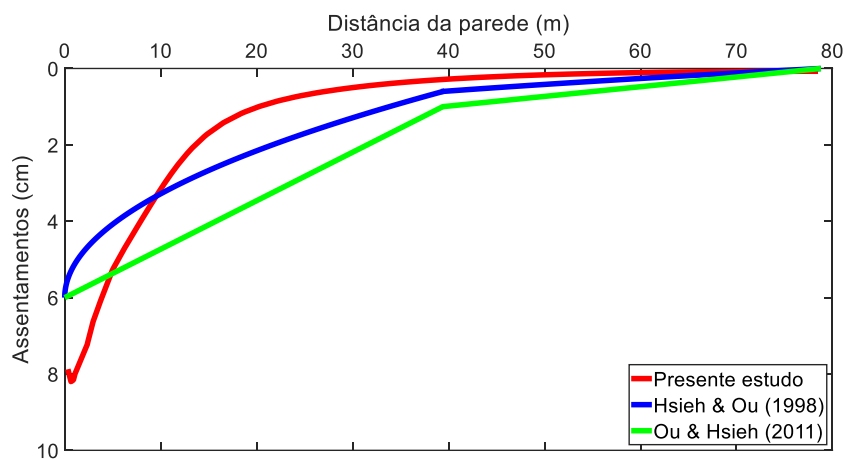
Na Figura 4.24 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 1 (Figura 4.24.a)), 2 (Figura 4.24.b)) e 6 (Figura 4.24.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e do método numérico. O método empírico de Ou & Hsieh (2011) apresenta melhores resultados para a Fase 2, enquanto que o método de Hsieh & Ou (1998) consegue reproduzir de melhor forma a curvatura existente na zona de influencia primária de assentamentos. Para a Fase 4 os métodos empíricos apresentam curvas bastante equiparáveis. Para as Fases 4 e 6 existe uma diferença considerável no valor do assentamento máximo do terreno, que, no caso da Fase 6, se verifica também no andamento das respetivas curvas de subsidência.



a)



b)



c)

Figura 4.24 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L.-3,0 m em campo livre para a curva tímpano: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase 6

4.3.2 Escavação com edifício na vizinhança fundado a 3 m de profundidade

4.3.2.1 Curva côncava

Tendo em conta o que foi apresentado anteriormente para o modelo em campo livre, para a aplicação dos métodos empíricos a este caso, basta apenas calcular o assentamento máximo do terreno para cada fase construtiva, de modo a conseguir definir a totalidade das curvas de subsidência.

Para o primeiro modelo, onde o edifício está localizado a 0 m da parede, o assentamento máximo do terreno a G.L.-3,0 m é:

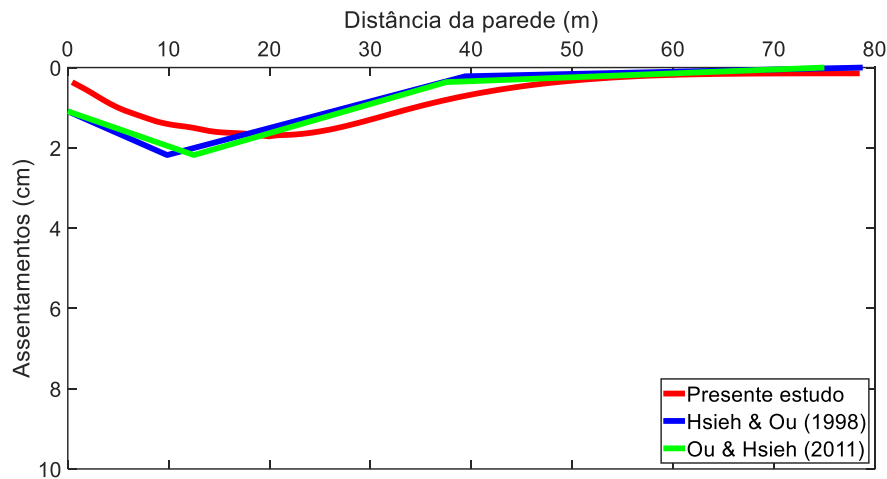
$$\delta_{vm,Fase2} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 2,9 = 2,2 \text{ cm};$$

$$\delta_{vm,Fase4} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 6,6 = 5,0 \text{ cm};$$

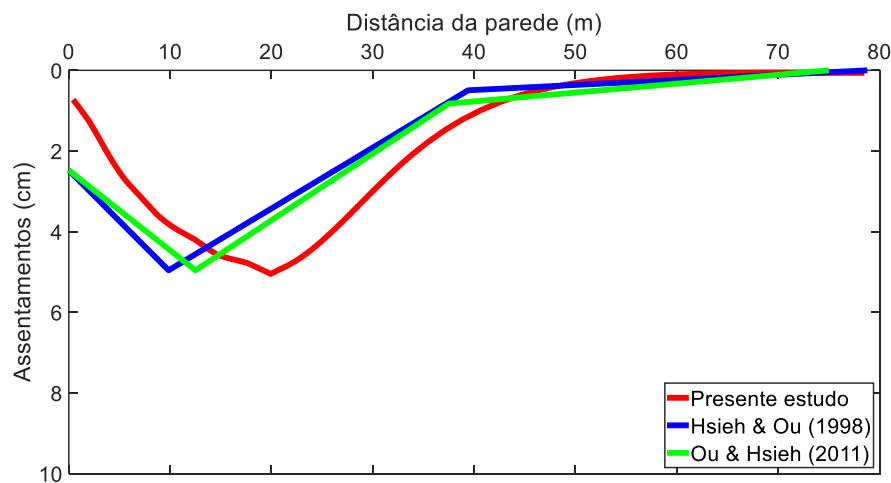
$$\delta_{vm,Fase7} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 9,4 = 7,1 \text{ cm}.$$

Na Figura 4.25 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 2 (Figura 4.25.a), 4 (Figura 4.25.b) e 7 (Figura 4.25.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com

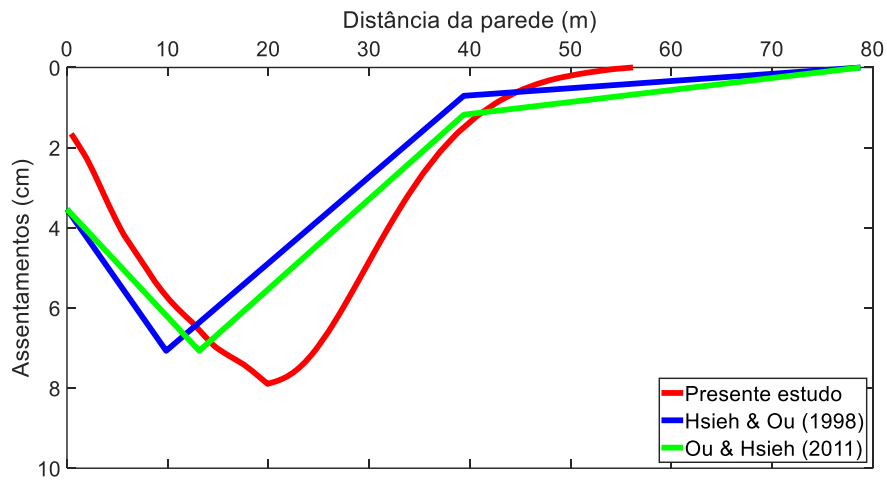
o modelo numérico. Como já tinha sido verificado anteriormente, a introdução do edifício faz com que o assentamento máximo do terreno se afaste do local esperado em campo livre, para uma distância igual ao comprimento da fundação do edifício. Esta alteração não é tida em conta pelos métodos empíricos, que continuam a apresentar o assentamento máximo no mesmo local. Relativamente aos assentamentos na proximidade da parede mantém-se a tendência dos métodos empíricos para os sobrestimarem. Quanto ao assentamento máximo, os métodos empíricos apresentam valores semelhantes aos do modelo numérico para as Fases 2 e 4. Para a Fase 7 existe já alguma diferença, sendo que os métodos empíricos subestimam esse assentamento máximo.



a)



b)



c)

Figura 4.25 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L.-3,0 m para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede para a curva côncava: a) Fase 2; b) Fase 4; c) Fase 7

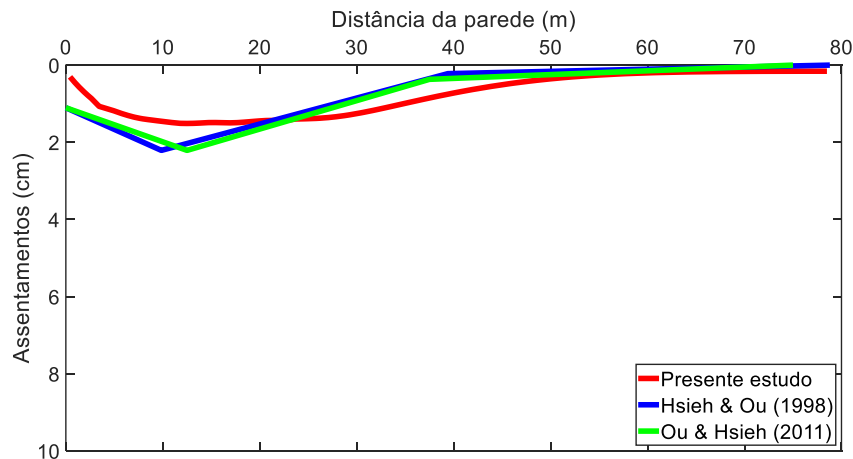
Para o segundo modelo o edifício está localizado a 3 m da parede. O assentamento máximo do terreno a G.L.-3,0 m é:

$$\delta_{vm,Fase2} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 2,9 = 2,2 \text{ cm};$$

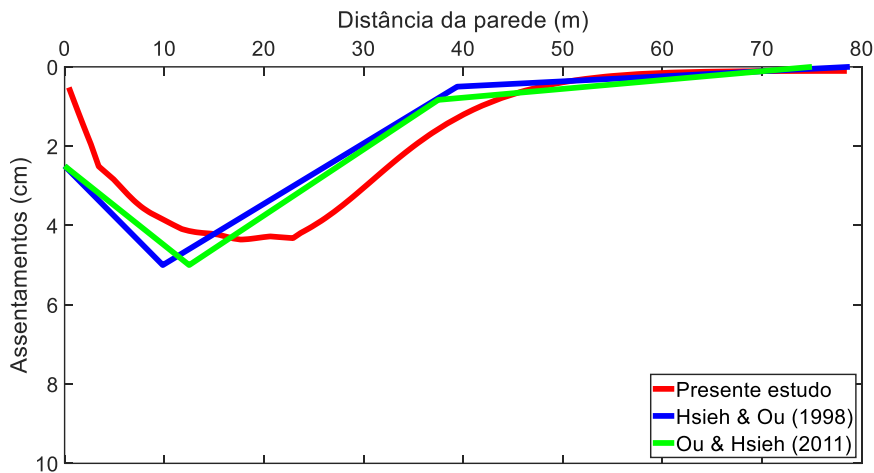
$$\delta_{vm,Fase4} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 6,7 = 5,0 \text{ cm};$$

$$\delta_{vm,Fase7} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 9,4 = 7,1 \text{ cm}.$$

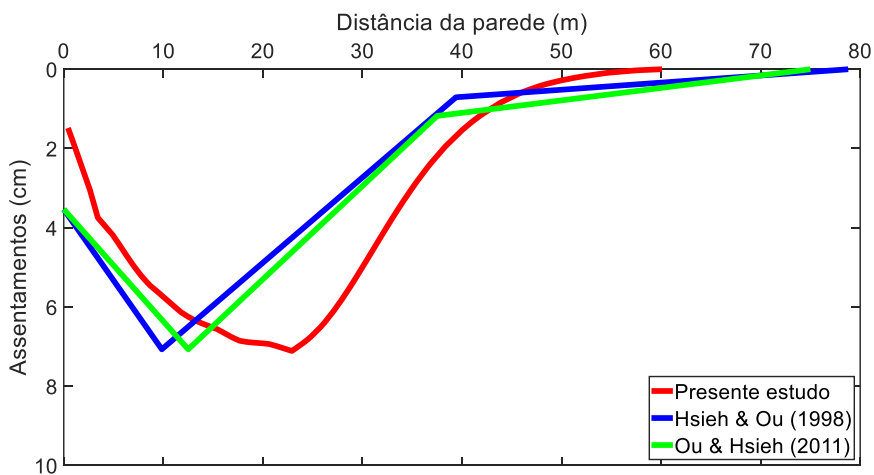
Na Figura 4.26 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 2 (Figura 4.26.a), 4 (Figura 4.26.b) e 7 (Figura 4.26.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com o modelo numérico. Para este modelo, começa a verificar-se uma transição entre o assentamento máximo do terreno localizar-se num único ponto, para uma superfície de assentamento com a forma de vale alargado, devido à introdução do edifício. Este fenómeno é claro através da análise dos resultados obtidos pelo modelo numérico, mas os métodos empíricos não o conseguem reproduzir. Em geral, os comentários anteriores sobre a Figura 4.25 são aqui também válidos, mas, não tendo os métodos empíricos maneira de introduzir a influência do edifício, as diferenças observadas para os resultados numéricos são normais.



a)



b)



c)

Figura 4.26 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L.-3,0 m para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 3 m da parede para a curva côncava: a) Fase 2; b) Fase 4; c) Fase 7

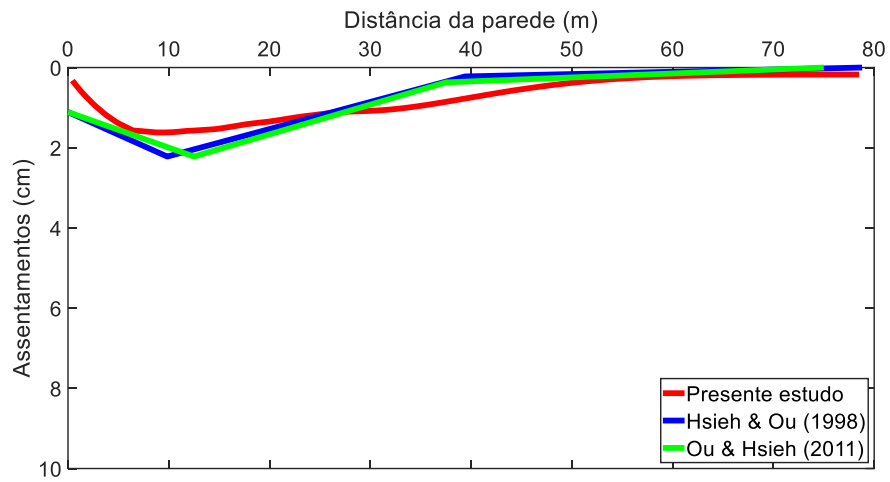
Para o terceiro modelo o edifício está localizado a 6 m da parede. O assentamento máximo do terreno a G.L.-3,0 m é:

$$\delta_{vm,Fase2} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 3,0 = 2,2 \text{ cm};$$

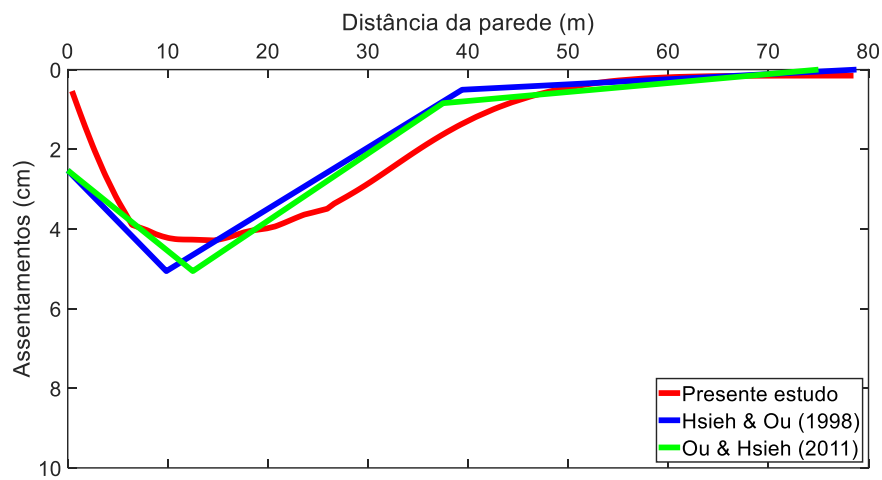
$$\delta_{vm,Fase4} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 6,7 = 5,1 \text{ cm};$$

$$\delta_{vm,Fase7} = 0,75\delta_{hm} = 0,75 \times 9,5 = 7,1 \text{ cm}.$$

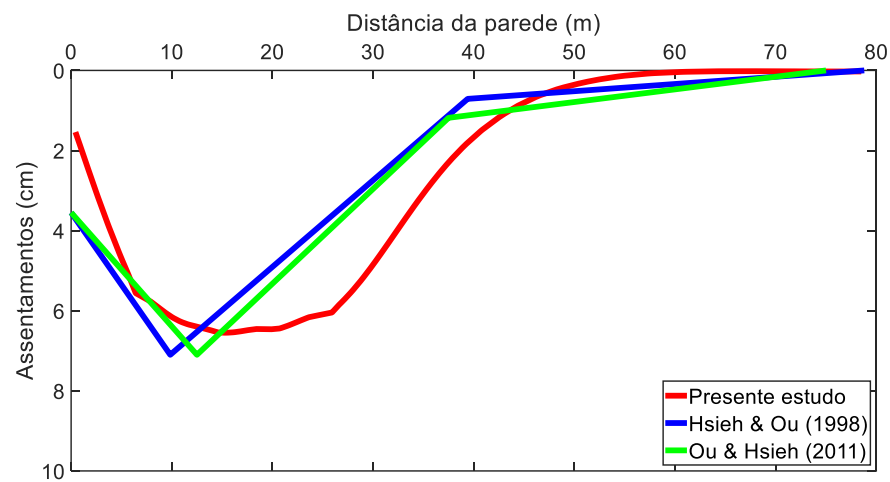
Na Figura 4.27 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 2 (Figura 4.27.a)), 4 (Figura 4.27.b)) e 7 (Figura 4.27.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com o modelo numérico. Para este modelo, é já evidente a existência de um “vale alargado” na superfície de assentamento, devido à introdução do edifício, ao invés de uma curva de assentamentos com um “vale em V, mais pronunciado”. Os métodos empíricos não conseguem reproduzir este fenómeno. Relativamente aos assentamentos na proximidade da parede mantém-se a tendência dos métodos empíricos para os sobrestimarem. Como seria de esperar os métodos empíricos sobrestimam o assentamento máximo nas três fases construtivas.



a)



b)



c)

Figura 4.27 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L-3,0 m para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 6 m da parede para a curva côncava: a) Fase 2; b) Fase 4; c) Fase 7

4.3.2.2 Curva tímpano

Nesta secção são apresentadas as curvas de subsidência do tipo tímpano para o caso do edifício fundado a 3 m de profundidade.

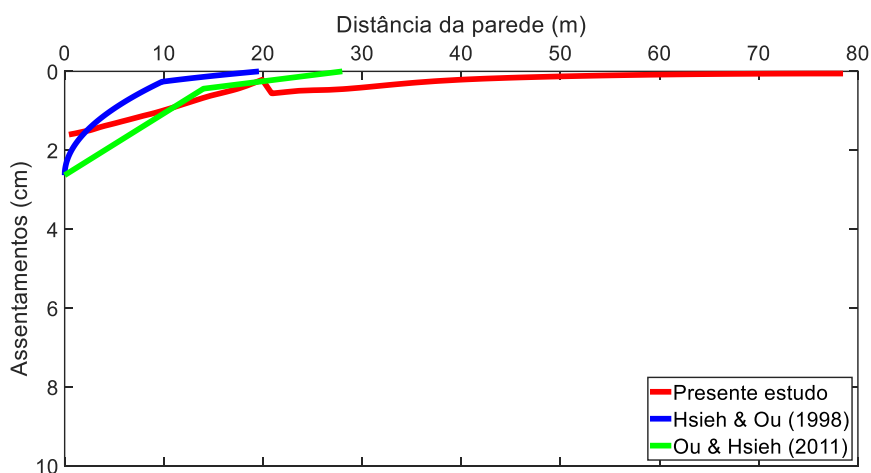
Para o primeiro modelo, com o edifício localizado a 0 m da parede, calculou-se o assentamento máximo do terreno a G.L.-3,0 m recorrendo ao método de Bowles, tal como consta da Tabela 4.10. Para este cálculo foi considerado que a camada superior é a camada mais influente nos assentamentos do terreno.

Tabela 4.10 - Parâmetros utilizados para a determinação do assentamento máximo do terreno através do método de Bowles para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede da curva tímpano

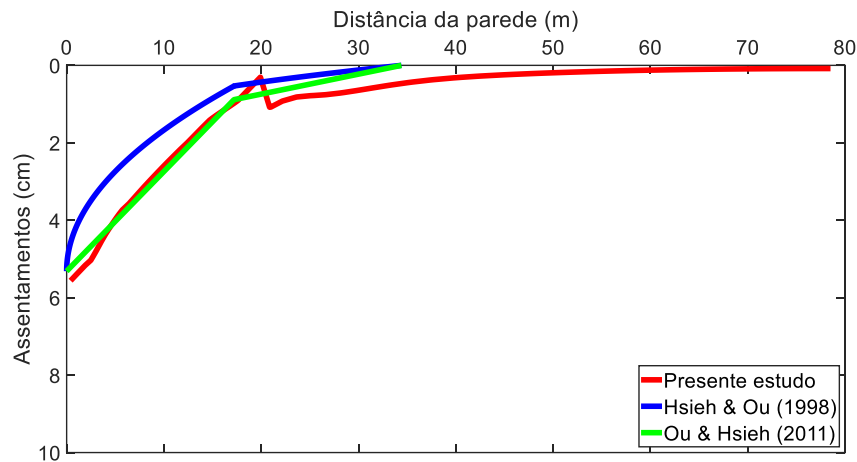
Fase construtiva	ϕ [°]	B [m]	H_e [m]	H_d [m]	D [m]	V_s [m ³]	δ_{vm} [cm]
1	25	43	4,9	33,75	60,67	0,40	2,63
2	25	43	8,6	33,75	66,47	0,88	5,32
6	25	43	19,7	33,75	83,90	1,11	5,27

Nota: $V_s = (Ac2 + As) \times 1$ [m]

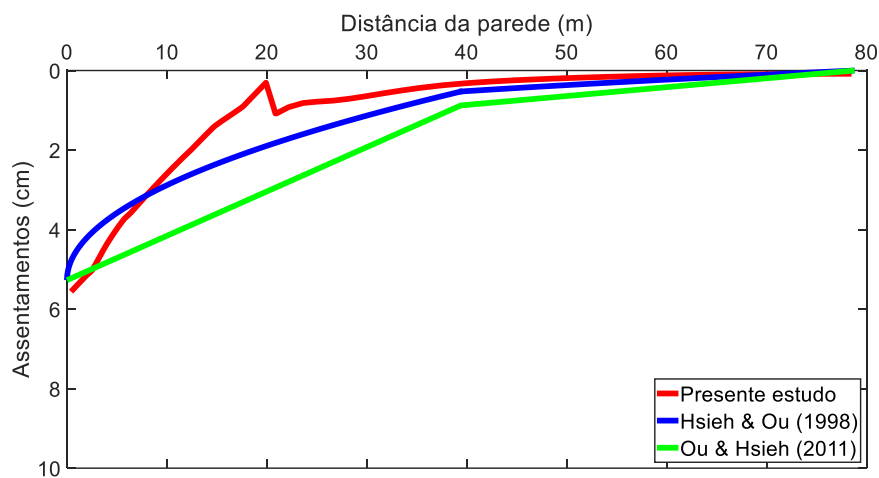
Na Figura 4.28 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 1 (Figura 4.28.a)), 2 (Figura 4.28.b)) e 6 (Figura 4.28.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com o modelo numérico. Como é possível observar, a introdução do edifício faz com que exista uma perturbação nos assentamentos do terreno na zona do respetivo limite direito. Este fenómeno não é tido em consideração nos métodos empíricos. A Fase 6 é a que apresenta maior discrepância entre as curvas empíricas e a numérica.



a)



b)



c)

Figura 4.28 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L.-3,0 m para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 0 m da parede para a curva tímpano: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase 6

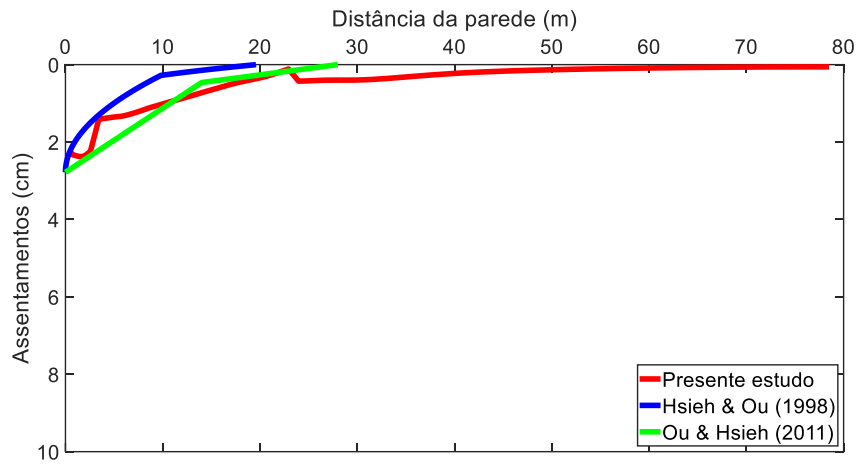
Para o segundo modelo, com o edifício localizado a 3 m da parede, calculou-se o assentamento máximo do terreno a G.L.-3,0 m através do método de Bowles, tal como consta da Tabela 4.11. Para este cálculo foi considerado que a camada superior é a camada mais influente nos assentamentos do terreno.

Tabela 4.11 - Parâmetros utilizados para a determinação do assentamento máximo do terreno através do método de Bowles para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 3 m da parede da curva tímpano

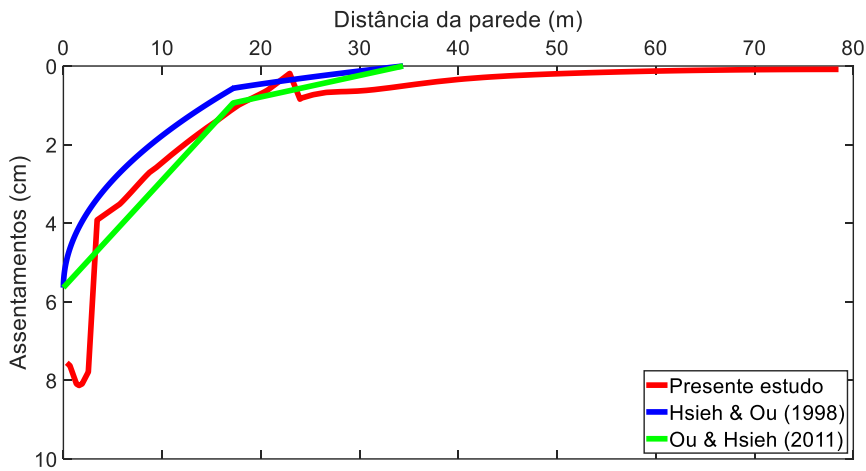
Fase construtiva	ϕ [°]	B [m]	H_e [m]	H_d [m]	D [m]	V_s [m ³]	δ_{vm} [cm]
1	25	43	4,9	33,75	60,67	0,42	2,78
2	25	43	8,6	33,75	66,47	0,94	5,64
6	25	43	19,7	33,75	83,90	1,16	5,53

Nota: $V_s = (Ac2 + As) \times 1$ [m]

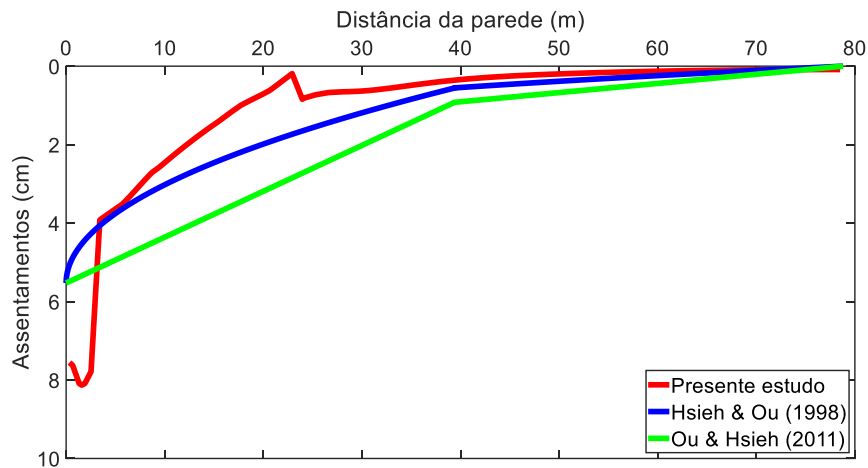
Na Figura 4.29 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 1 (Figura 4.29.a), 2 (Figura 4.29.b) e 6 (Figura 4.29.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com o modelo numérico. Como é possível observar, a introdução do edifício faz com que existam perturbações nos assentamentos do terreno, neste caso, quer na sua extremidade esquerda (a 3 m da parede), quer na sua extremidade direita. Este fenómeno não é tido em consideração nos métodos empíricos. As curvas de assentamentos empíricas têm assim um andamento bastante diferente da numérica.



a)



b)



c)

Figura 4.29 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L.-3,0 m para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 3 m da parede para a curva tímpano: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase 6

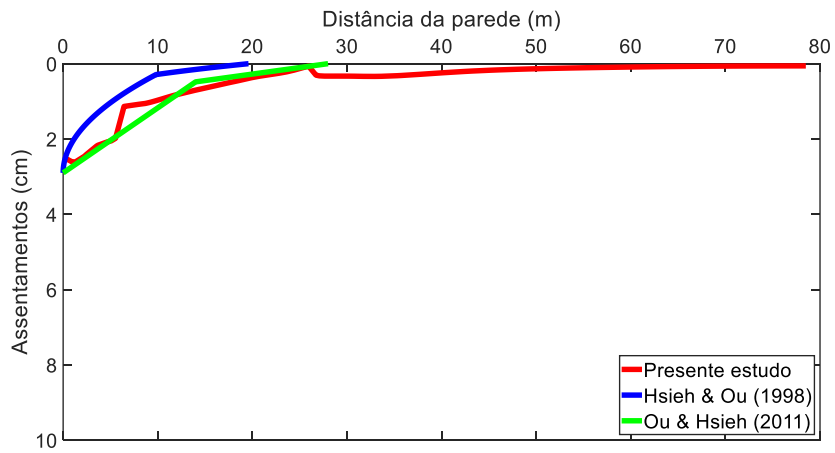
Para o terceiro modelo, com o edifício localizado a 6 m da parede, calculou-se o assentamento máximo do terreno a G.L.-3,0 m, tal como consta da Tabela 4.12. Para este cálculo foi considerado que a camada superior é a camada mais influente nos assentamentos do terreno.

Tabela 4.12 - Parâmetros utilizados para a determinação do assentamento máximo do terreno através do método de Bowles para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 6 m da parede da curva tímpano

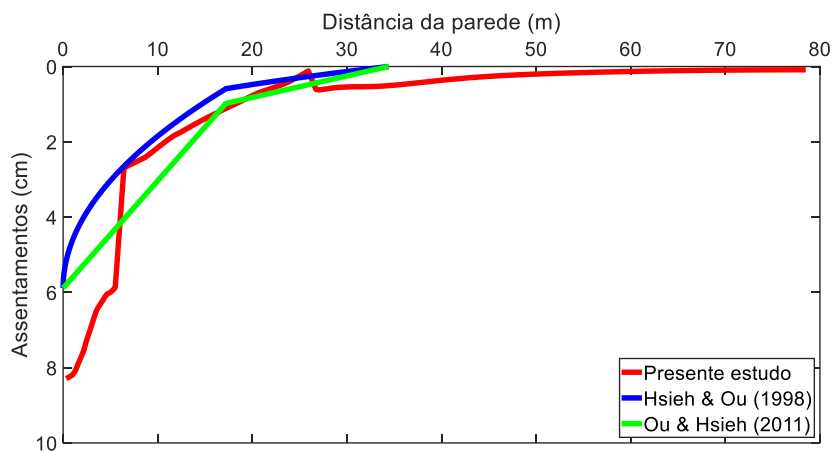
Fase construtiva	ϕ [°]	B [m]	H_e [m]	H_d [m]	D [m]	V_s [m ³]	δ_{vm} [cm]
1	25	43	4,9	33,75	60,67	0,44	2,90
2	25	43	8,6	33,75	66,47	0,98	5,89
6	25	43	19,7	33,75	83,90	1,20	5,73

Nota: $V_s = (Ac_2 + A_s) \times 1$ [m]

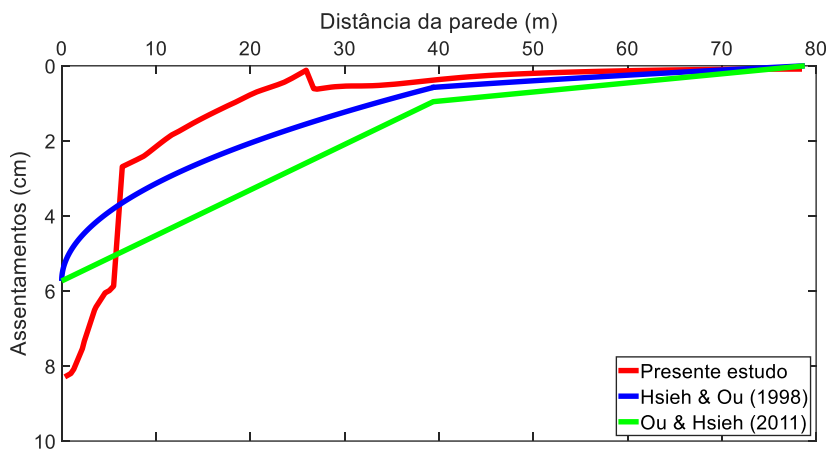
Na Figura 4.30 apresentam-se as curvas de subsidência para as Fases 1 (Figura 4.30.a), 2 (Figura 4.30.b) e 6 (Figura 4.30.c)) calculadas a partir dos métodos empíricos e as obtidas com o modelo numérico. Mantém-se a tendência verificada anteriormente, isto é, a introdução do edifício faz com que existam perturbações nos assentamentos do terreno, neste caso, mais uma vez nas suas extremidades esquerda (a 6 m da parede) e direita. Este fenómeno não é tido em consideração nos métodos empíricos. As curvas de assentamentos empíricas têm assim, mais uma vez, um andamento bastante diferente da numérica



a)



b)



c)

Figura 4.30 - Comparação dos assentamentos do terreno a G.L.-3,0 m para o modelo com o edifício fundado a 3 m de profundidade e a 6 m da parede para a curva tímpano: a) Fase 1; b) Fase 2; c) Fase 6

5 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

5.1 Síntese do trabalho

À realização de obras subterrâneas está associada a descompressão do meio escavado, que, invariavelmente, conduz ao desenvolvimento de uma bacia de subsidência à superfície do terreno. Em cada ponto à superfície, a expressão desses movimentos depende da distância à escavação e da deformabilidade do meio interessado, sendo significativa no caso de escavações entre paredes, para pontos na vizinhança da abertura, nomeadamente se o terreno escavado for constituído por solos moles. Assim, à realização de obras subterrâneas, designadamente em meio urbano, põe-se o problema de avaliar as consequências dos movimentos de superfície sobre o património edificado aí existente. O primeiro passo para a avaliação do risco de dano num edifício consiste em determinar os perfis de deslocamento, ou curvas de subsidência, verticais e horizontais do terreno, à cota das fundações do edifício. Estes perfis dependem do tipo de escavação em causa. Em geral, a complexidade do comportamento das estruturas envolvidas em escavações mineiras, torna inviável qualquer tentativa de previsão das curvas de subsidência à custa de métodos simples. Tal previsão tem sempre que se basear numa análise específica, que atenda quer ao faseamento construtivo, quer à interação entre a estrutura e o terreno, pelo que é normalmente realizada recorrendo a métodos numéricos. Consegue-se assim obter uma previsão de movimentos induzidos ao nível do plano de fundação das edificações existentes à superfície. No entanto, para geometrias de escavação simples, como por exemplo escavações entre paredes, é possível recorrer a métodos simplificados de previsão de movimentos superficiais (Portugal, et al., 2006).

Estes movimentos dependem de múltiplos fatores e características, quer da obra, quer do terreno interessado. Neste trabalho, após uma síntese dos principais estudos desenvolvidos para tentar prever os deslocamentos de terrenos na vizinhança de escavações entre paredes, é apresentado um estudo numérico sobre o efeito que a rigidez de estruturas adjacentes pode ter nessa previsão. De facto, na prática, as curvas de subsidência utilizadas para a previsão de danos em edifícios nas imediações de escavações em meio urbano, são obtidas admitindo uma situação de campo livre, o que conduz a resultados conservadores, ao ser desprezada a interação terreno/estrutura, que tende a atenuar os movimentos experimentados pelos edifícios. Em muitos casos, tais estimativas revelam-se demasiado conservativas, porque os edifícios interagem com o terreno, modificando as curvas de subsidência que se observariam caso eles não existissem. Ou seja, se um edifício for suficientemente rígido e resistente, por forma a ser capaz de influenciar os movimentos do terreno, as estimativas de dano baseadas em movimentos não restringidos podem originar medidas de proteção desnecessárias e, em particular, desnecessariamente onerosas. Esta constatação vai no sentido de que a resposta dos edifícios deve ser baseada numa

análise das condições de interação terreno-estrutura, por forma a conseguir estimativas de dano razoáveis (Portugal, et al., 2006), sendo esta a génese do estudo agora realizado. Nele se promove a aplicação de métodos empíricos a dois casos de estudo, modelados numericamente, para comparar as diferenças nas curvas de subsidência obtidas, em primeiro lugar, para o caso de campo livre, como forma de validação mútua das aplicações (empírica/numérica) e, depois, para o caso de existir um edifício próximo da abertura.

Em geral, os movimentos de terreno induzidos por uma escavação entre paredes estão diretamente relacionados com a geometria de deformação da própria parede: quando a parede se deforma como uma consola, a curva de subsidência é do tipo tímpano, isto é, o assentamento máximo do terreno ocorre muito próximo da parede; quando a parede se deforma como uma viga, a curva de subsidência é côncava, isto é, o assentamento máximo do terreno verifica-se a uma certa distância da parede. Estes dois padrões, distintos, foram comprovados por diversos autores, tal como consta da recensão bibliográfica apresentada neste trabalho, como o ilustram, para o caso da curva tímpano, os estudos descritos, realizados por Peck (1969), Clough & O'Rourke (1990), Bowles (1990) e Hsieh & Ou (1998), assim como o método refinado de Ou & Hsieh (2011), e, para o caso da curva côncava, os estudos realizados por Clough & O'Rourke (1990), Hsieh & Ou (1998), assim como o método refinado de Ou & Hsieh (2011), também acima descritos.

Descritos os métodos empíricos disponíveis, é depois apresentada a modelação numérica. Recorreu-se ao método dos elementos finitos, tendo sido utilizado o programa Plaxis (2D V20). Para cada um dos tipos de curva de subsidência (côncava e tímpano), foram construídos três modelos numéricos de escavações entre paredes, a saber: a) Escavação em campo livre; b) Escavação com edifício na vizinhança, fundado a 3 m de profundidade, e; c) Escavação com edifício na vizinhança, fundado a 5,6 m de profundidade. A cada uma das profundidades referidas, o edifício foi introduzido às distâncias de 0 m, 3 m e 6 m da parede de contenção. Os modelos criados foram uma reprodução de casos de estudo bem documentados, para garantir a sua aproximação à realidade. Para o efeito, foi escolhida a escavação realizada para a construção do “*Taipei National Enterprise Center*” (TNEC), em que ocorre uma curva de subsidência côncava. Para a geração da curva tímpano modificou-se a sequência construtiva, por forma a alterar a geometria de deformação da parede e assim obter o tipo de deformação de terreno pretendido. Ainda no âmbito da modelação numérica de uma configuração de movimentos tímpano, foi necessário alterar a estratigrafia e o modelo constitutivo do solo, uma vez que o modelo de Mohr-Coulumb não se revelou capaz de gerar a curva tímpano. Desta forma recorreu-se a uma combinação entre o modelo constitutivo Hardening Soil (para as camadas de areia) com o modelo Soft Soil (para as camadas de argila).

Por fim foi definida a metodologia empírica a utilizar e foram calculadas as curvas de subsidência empíricas com recurso à ferramenta Autocad. Foi também desenvolvida uma rotina de Matlab, para apresentar figuras com os resultados numéricos versus os resultados empíricos.

5.2 Conclusões

Tendo em conta o trabalho desenvolvido, considera-se que os objetivos estabelecidos foram alcançados. De facto, o primeiro objetivo deste trabalho era passar em revista os métodos empíricos disponíveis para prever movimentos de terreno nas imediações de escavações entre paredes. Este objetivo foi cumprido no Capítulo 2. O segundo objetivo passava pelo desenvolvimento de modelos numéricos, que permitissem verificar, qual a influência que a consideração da rigidez de um edifício nas imediações desse tipo de escavação tem, nos assentamentos do terreno envolvente, comparando-os com os resultados empíricos. Este objetivo foi cumprido nos Capítulos 3 e 4.

Das análises numéricas e resultados empíricos produzidos é possível retirar as seguintes conclusões:

1. Curva côncava

- As modelações numéricas confirmaram a expectativa inicial, isto é, a consideração do edifício nas imediações da escavação faz com que os assentamentos do terreno envolvente diminuam.
- Os métodos empíricos não conseguem reproduzir os efeitos da existência de edificações na vizinhança da escavação, nomeadamente o local onde ocorre o assentamento máximo nessas condições, se bem que a estimativa do valor desse assentamento se aproxime dos resultados obtidos com os modelos numéricos.
- Nas modelações numéricas, quando se faz variar a distância do edifício à parede de contenção, a interação terreno/estrutura torna-se ainda mais explícita: à medida que o edifício se vai afastando da parede, ao invés de uma curva de assentamentos com um “vale em V, mais pronunciado”, como se verifica em campo livre, o terreno afunda com uma geometria de “vale alargado”.
- Os métodos empíricos sobrestimam os valores dos assentamentos do terreno na proximidade da parede.

2. Curva tímpano

- Os resultados obtidos para a curva tímpano diferem dos anteriores: quando o edifício é colocado muito perto da parede, o seu efeito é o esperado (redução dos valores do assentamento), mas à medida que o edifício se vai afastando da parede a redução de assentamentos comparada com o campo livre perde-se (ou é até no sentido contrário, de um ligeiro acréscimo). A esta constatação não é alheia a

tipologia da curva de subsidência em causa, com o máximo nas imediações da parede. Ainda assim, nas três posições testadas, por baixo da zona de implantação do edifício, os assentamentos reduzem-se.

- Os métodos empíricos subestimam os valores dos assentamentos do terreno na proximidade da parede.

3. Em geral

- Para a previsão de assentamentos máximos do terreno, os métodos empíricos são genericamente conservativos.
- A profundidade do plano de fundação do edifício influencia a magnitude dos assentamentos que nela se verificam; tal como esperado, quanto maior a profundidade do plano de fundação, menor é amplitude do assentamento máximo.
- A consideração explícita da rigidez de um edifício na vizinhança de uma escavação entre paredes afeta não só a magnitude do assentamento máximo, como também a sua localização.
- Se existirem edifícios na vizinhança de uma escavação, os seus efeitos na resposta do terreno só podem ser apurados recorrendo a modelos numéricos complexos, adaptados ao caso concreto em estudo, afigurando-se difícil generalizar os resultados obtidos para outros casos.

5.3 Perspetivas Futuras

Com esta dissertação pretendeu-se dar um contributo para a compreensão dos efeitos que estruturas, nas vizinhanças de escavações entre paredes, podem ter nos movimentos dos terrenos nelas interessados. Se bem que, por diversos motivos, muitas vezes sejam os únicos que é viável aplicar, pensa-se ter conseguido mostrar a fragilidade dos métodos empíricos para prever a resposta dos terrenos nas imediações de escavações.

Sobre este assunto, à data, existem evidentes lacunas de conhecimento, que tornam muito difícil uma previsão realista dos deslocamentos dos terrenos afetados por escavações. Sem a ambição de ser exaustivo assinala-se, em particular:

- A necessidade de desenvolver estudos paramétricos em modelo numérico, considerando escavações tipo e perfis de terreno simplificados, para tentar estabelecer padrões e limites de comportamento.
- Realizar estudos numéricos com outras estruturas de contenção mais flexíveis, nomeadamente paredes tipo Berlim e paredes de estacas prancha, para conseguir gerar curvas de subsidência do tipo tímpano mais ajustadas.
- Realizar estudos que permitam verificar qual o efeito que a fendilhação das edificações na vizinhança da escavação tem na resposta do terreno.

- Realizar estudos que permitam estudar a influência da consideração de elementos não estruturais (por exemplo, panos de alvenaria) na rigidez do conjunto e bem assim também na resposta do terreno.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bowles, J. (1990). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Companies, Inc.
- Caspe, M. S. (1966). Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(4), 51–59. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000889>
- Clough, G. W., Smith, E. W. & Sweeney, B. P. (1989). Movement Control of Excavation Support Systems by Iterative Design. *Foundation Engineering Current Principles and Practices*, 2, 869–882.
- Clough, W. & O'Rourke, T. D. (1990). Construction Induced Movements of In-Situ Walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Conference*, 439–470.
- Duncan, J. M. & Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Soil Mechanics and Foundations Division*, 1629–1653.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E. & Gordon, M. D. (1976). Lateral Support Systems and Underpinning. *Federal Highway Administration*.
- Hashash, Y. M. A. & Whittle, A. J. (1996). Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(6), 474–486. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:6\(474\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:6(474))
- Hsieh, P. G. & Ou, C. Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1004–1017. <https://doi.org/10.1139/t98-056>
- Hsieh, P. & Ou, C. (2012). Analysis of deep excavations in clay under the undrained and plane strain condition with small strain characteristics. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 35, 601–616. <https://doi.org/10.1080/02533839.2012.679115>
- Kung, G. T. C., Ou, C. Y. & Juang, C. H. (2009). Modeling small-strain behavior of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations. *Computers and Geotechnics*, 36(1–2), 304–319. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.01.007>
- Leung, E. H. Y. & Ng, C. W. W. (2007). Wall and Ground Movements Associated with Deep Excavations Supported by Cast In Situ Wall in Mixed Ground Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), 129–143. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2007\)133:2\(129\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:2(129))
- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E. & Balasubramaniam, A. (2013). Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT. *Soils and Foundations*, 53(5), 756–773. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.08.013>
- Lim, A., Ou, C.-Y. & Hsieh, P.-G. (2010). Evaluation of Soil Constitutive Models for Analysis of Deep Excavation under Undrained Condition. *Journal of GeoEngineering*, 5(April). [https://doi.org/10.6310/jog.2010.5\(1\).2](https://doi.org/10.6310/jog.2010.5(1).2)
- Long, M. (2001). Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 203–224. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:3\(203\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:3(203))

- Mirjalili, R. (2009). *Performance of Deep Excavations in MRT Stations: Bangkok MRT as a Case Study*. Griffith University, Australia.
- Moormann, C. (2004). Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations in Soft Soil Based on a Worldwide Database. *Soils and Foundations*, 44(1), 87–98. <https://doi.org/10.3208/sandf.44.87>
- Osman, A. S. & Bolton, M. D. (2006). Ground Movement Predictions for Braced Excavations in Undrained Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 465–478. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:4\(465\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:4(465))
- Ou, C.-Y., Hsieh, P.-G. & Chiou, D.-C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(5), 758–767. <https://doi.org/10.1139/t93-068>
- Ou, C.-Y., Liao, J.-T. & Cheng, W. (2000). Building response and ground movements induced by a deep excavation. *Géotechnique* 50, 3, 209–220. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.3.209>
- Ou, C.-Y., Liao, J.-T. & Lin, H.-D. (1998). Performance of Diaphragm Wall Constructed Using Top-Down Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 798–808. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(798\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(798))
- Ou, C. & Hsieh, P. (2011). A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay. *Computers and Geotechnics*, 38(8), 987–997. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.06.008>
- Peck, R. B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 225–290.
- Phienwej, N. (2008). Ground movements in station excavations of Bangkok first MRT. *6th International Symposium on Tunnelling for Urban*, 181–186.
- Phienwej, N. & Gan, C. H. (2003). Characteristics of ground movement in deep excavations with concrete diaphragm walls in Bangkok soils and their prediction. *Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society*, 34(3), 167–175.
- Plaxis. (2021a). *Material Models Manual*.
- Plaxis. (2021b). *Reference Manual*. 1–576.
- Poh, T. & Wong, I. (1998). Effects of Construction of Diaphragm Wall Panels on Adjacent Ground: Field Trial. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(8), 749–756. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:8\(749\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:8(749))
- Portugal, J. C., Santo, A. & Portugal, A. C. (2006). Danos em Edifícios Induzidos por Escavações. *Revista Geotecnia*, nº 107, 109–132.
- Schweiger, H. F. (2009). Influence of constitutive model and EC7 design approach in FEM analysis of deep excavations. *ISSMGE International Seminar on Deep Excavations and Retaining Structures*, 99–114.
- Teparaksa, W., Thasananipan, N. & Tanseng, P. (1999). Analysis of lateral wall movement for deep braced excavation of Bangkok subsoils. *Civil and Environmental Engineering Conference*, 67–76.

- Wang, J. H., Xu, Z. H. & Wang, W. D. (2010). Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Shanghai Soft Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), 985–994. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000299](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000299)
- Xiao, H., Zhou, S. & Sun, Y. (2019). Wall Deflection and Ground Surface Settlement due to Excavation Width and Foundation Pit Classification. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23(4), 1537–1547. <https://doi.org/10.1007/s12205-019-1712-8>