



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Anderson Meritello Mota

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
BALANÇO EXECUTADA EM ESTACAS SECANTES**



UFRJ

Anderson Meritello Mota

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
BALANÇO EXECUTADA EM ESTACAS SECANTES

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estrutura, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadora:

Alessandra Conde de Freitas

Rio de Janeiro

2018

Mota, Anderson Meritello

Avaliação do Desempenho de Estrutura de Contenção em
Balanço Executada em Estacas Secantes / Anderson Meritello
Mota. – 2018

f.:229 il. 130.: 30cm

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) –
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica,
Programa de Projetos de Estruturas, Rio de Janeiro, 2018.

Orientadora: Alessandra Conde de Freitas

1. Escavações, 2. Estruturas de contenção, 3. Estacas
secantes. I Freitas, Alessandra. II. Universidade Federal do Rio
de Janeiro. Escola Politécnica. III. Avaliação do Desempenho de
Estrutura de Contenção em Balanço Utilizando Estacas Secantes



UFRJ

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM
BALANÇO EXECUTADA EM ESTACAS SECANTES

Anderson Meritello Mota

Orientadora:

Alessandra Conde de Freitas

Dissertação de Mestrado apresentada Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Alessandra Conde de Freitas, D.Sc., UFRJ

Prof. Sérgio Hampshire de Carvalho SANTOS, D.Sc, UFRJ

Prof. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc, UERJ

Prof. Robson Palhas Saramago, D.Sc, UFF

Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph..D. UERJ

Rio de Janeiro

2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço acima de tudo a Deus por todas as oportunidades, por ter a convivência de pessoas que me incentivam e me impulsionam a superar cada etapa na minha vida. Agradeço à minha orientadora, Prof^a Alessandra Conde de Freitas, por toda a paciência, apoio e dedicação durante todo o caminho até o final desta jornada. Pelas horas de trabalho cedidas para a orientação dos estudos, e pelo incentivo técnico e emocional que me proporcionou durante todo o processo.

Agradeço a meus pais, Eliel Silveira da Mota e Denise Coimbra Meritello Mota, e irmão, Edney Meritello Mota, por todo o apoio, incentivo e por me ajudarem a ser tudo o que represento hoje. Agradeço a minha namorada Gabriela Lima pelo companheirismo e apoio em todo o árduo processo de elaboração deste trabalho.

Ao engenheiro Eduardo Cabral, por toda a ajuda prestada, pelas horas de reunião que foram de vital importância para o sucesso desta Dissertação.

A todos os amigos e familiares que sempre me acompanharam e estiveram sempre presentes nos momentos difíceis tanto para proporcionar momentos de distração como para tecer palavras de incentivo e força.

Agradeço a todos os professores e membros da coordenação do PPE pela ajuda nas dificuldades e na disponibilidade para resolver qualquer questão.

A todos que colaboraram para a elaboração desta Dissertação, todos foram de grande importância na conclusão deste trabalho.

RESUMO

MOTA, Anderson Meritello. **Avaliação do Desempenho de Estrutura de Contenção em Balanço Executada com Estacas Secantes**. Rio de Janeiro, 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Cortinas de contenção são cada vez mais necessárias em construções realizadas em meio urbano, onde a limitação de espaço é sempre um problema a ser contornado. Nesse âmbito, as estacas secantes ganham destaque para escavações em solo em virtude do processo executivo rápido e limpo e da estanqueidade em serviços abaixo do nível do lençol freático. O desenvolvimento de ferramentas computacionais possibilitou alternativas de análises frente aos métodos analíticos utilizados em projetos. Esta Dissertação avalia aspectos de projeto de estruturas de contenção em balanço. Ênfase é dada aos deslocamentos horizontais, à ficha necessária e aos efeitos dos recalques no entorno da escavação. Foram revistos os métodos analíticos comumente utilizados e as principais particularidades de projetos de contenção em balanço. A partir do monitoramento de um caso real, foi possível comparar os deslocamentos horizontais medidos em campo com os resultados oriundos de modelagens computacionais em 2D, considerando-se a hipótese de estado plano de deformações. Constatou-se que a compatibilidade dos resultados obedeceu à proximidade da hipótese inicial adotada, proporcionando valores de deslocamentos próximos aos medidos quando considerada a relação entre análises bidimensionais e tridimensionais. Em relação aos esforços na cortina, diferenças foram encontradas entre as análises numéricas e analíticas. Foi obtida a distribuição de recalques na vizinhança da área escavada baseada em diversos métodos disponíveis na literatura. Sendo, então, avaliados possíveis danos em estruturas vizinhas decorridos das distorções angulares provocadas por tais recalques.

Palavras-chave: Estacas secantes; Estruturas de contenção; Cortinas em balanço; Escavações; Método dos Elementos Finitos; Determinação da Ficha

ABSTRACT

MOTA, Anderson Meritello. **Evaluating the Performance of a Cantiliver Retaining Structure Constructed by Secant Piles**. Rio de Janeiro, 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Retaining structures are getting more and more required in constructions performed in urban environment where the spatial limitation is always an adversity to be faced. In this context, the secant pile walls are taking evidence in soil excavation due to their quick and clean construction process and their watertightness in works below the water level. The development of modern computational tools provided alternatives for analysis compared to analytical methods usually used in the design. This work evaluates the design aspects of cantilever retaining structure. Emphasis is given to the horizontal displacements, the embedded length and the influence of excavations on settlements of nearby structures. The analytical methods have been examined and the particularities of cantilever retaining walls were presented. From the measurement of a real structure, it was possible to compare the horizontal displacement measured on the field with the results obtained from a 2D computational modeling, considering as initial hypothesis, a plane strain state. It was found that the results compatibility obeyed the proximity of the initial hypothesis adopted, providing displacements values close to those measured when considering the relation between two-dimensional and three-dimensional analyzes. In relation to the structural effects, differences were found between the results obtained from the numerical and analytical analysis. The nearby settlements distribution was obtained from several methods existing in the technical literature. Then, it was possible the evaluation of possible damages in surrounding structures caused by the angular distortion induced by such displacements.

Keywords: Secant piles walls; Retaining Structures; Cantilever retaining walls; Excavations; Finite Element Method; Embedded length

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Organização do texto	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	Estacas Secantes – Método Executivo	12
2.1.1	Mureta-guia	13
2.1.2	Execução das estacas – Perfuração e Concretagem	14
2.1.3	Armadura.....	17
2.1.4	Finalização do processo	18
2.1.5	Características gerais – Vantagens e Desvantagens	18
2.2	Ações horizontais em cortinas de contenção	19
2.2.1	Teoria de Rankine	20
2.2.2	Teoria de Coulomb.....	25
2.2.3	Acréscimo de tensões horizontais devido a sobrecargas na superfície	29
2.3	Considerações sobre o cálculo da ficha	33
2.3.1	Método convencional	36
2.3.2	Método simplificado (Método de Blum).....	39
2.4	Aspectos de projeto.....	40
2.4.1	Escavações de alívio e banquetas de escavações	40
2.4.2	Fluxo de água	42
2.4.3	Ruptura do fundo da escavação.....	45
2.4.4	Erosão interna da cava.....	49
2.4.5	Ruptura hidráulica do fundo da cava.....	52
2.5	Influência de escavações no recalque de estruturas vizinhas.....	53
2.5.1	Análise de danos em estruturas vizinhas.....	67
2.6	Modelagem numérica.....	70
2.7	Modelagem em 2D.....	70
2.7.1	Elementos da malha de elementos finitos	71
2.7.2	Elementos de interface	72
2.7.3	Modelos Constitutivos.....	73
2.7.4	Condição de análise.....	79

2.7.5 Aspectos gerais de modelagens numéricas de escavações.....	81
3 CASO DE OBRA - APRESENTAÇÃO.....	89
3.1 Caracterização geral do caso de obra.....	89
3.2 Fases executivas.....	92
3.3 Parâmetros Geotécnicos.....	95
3.4 Modelagem da estrutura de contenção.....	100
3.5 Modelagem do caso de obra.....	103
4 ANÁLISE DO CASO DE OBRA.....	109
4.1 Análise em termos de deslocamentos horizontais e esforços na cortina.....	109
4.1.1 Modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil.....	131
4.1.2 Aspectos gerais do caso analisado.....	135
4.2 Análise em termos de recalques na superfície.....	138
4.2.1 Método de BOWLES (1988).....	138
4.2.2 Método de CLOUGH E O'ROURKE (1990).....	140
4.2.3 Método de HSIEH E OU (1998).....	141
4.2.4 Método numérico (Plaxis).....	146
4.2.5 Comparação entre os métodos numéricos e analíticos.....	147
4.2.6 Caso de obra frente aos recalques na vizinhança.....	149
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	153
5.1 Considerações finais.....	153
5.2 Principais conclusões.....	154
5.3 Sugestões para pesquisas futuras.....	156
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	158
7 SÍTIOS DA INTERNET.....	163
8 ANEXOS.....	164
ANEXO A - Boletins de Sondagem.....	164
ANEXO B - Leitura dos Inclinômetros.....	176
ANEXO C: Desenhos de Projeto.....	180
ANEXO D-Propriedades da seção equivalente.....	182
ANEXO E: Análise das diferentes hipóteses do PSR (OU et al., 1996).....	185

ANEXO F: Análise analítica das seções de estudo.....	189
ANEXO G -Resultados das análises numéricas.....	197

INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Exemplos de muros de arrimo (adaptado de BUDHU, 2015).....	1
Figura 1-2: Exemplos de cortinas: (A) atirantada; (B) estroncada; (C) em balanço (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	2
Figura 1-3: Museu do Amanhã – (a) Vista geral e (b) Subsolo (Adaptado de (a) http://infraestrutura.eng.br e (b) http://arcoweb.com.br).....	3
Figura 2-1: Estacas espaçadas (PINTO, 2008).....	8
Figura 2-2: Estacas espaçadas: Execução do fechamento entre as estacas com concreto projetado (PINTO, 2008).....	9
Figura 2-3:Estacas contíguas ou tangentes (MEIRELES E MARTINS, 2006).	9
Figura 2-4: Estacas secantes (MEIRELES E MARTINS, 2006).	10
Figura 2-5: Mureta guia.....	13
Figura 2-6: (a)-Mureta guia e formas metálicas (MEIRELES E MARTINS, 2006), (b)- Mureta guia e formas de EPS (Fonte: Foto da construção do edifício Sopa Patino – Fortaleza, Ceará).....	14
Figura 2-7: Processo de escavação e concretagem das estacas secantes (Adaptado de http://infraestrutura.eng.br).....	15
Figura 2-8: Sequência executiva sugerida (ABEF, 2012).	17
Figura 2-9: Centralizador (FLEURY 2012, apud SANGLARD 2012).....	18
Figura 2-10: Execução de estaca junto à divisa (FLEURY, 2012, apud SANGLARD, 2014).....	19
Figura 2-11: Planos de ruptura passivo(a) e ativo (b) (BUDHU, 2015).	22
Figura 2-12: Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento de translação do muro (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	22
Figura 2-13: Círculo de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo (CAPUTO, 2017).....	23
Figura 2-14: Mobilização dos estados ativo, passivo e repouso. (Adaptado de BUDHU, 2015).....	24
Figura 2-15: Diagrama de pressões horizontais. (a) Passivo (b) ativo. (Adaptado de BUDHU, 2015).....	25
Figura 2-16: Diagrama de corpo livre para o empuxo ativo de Coulomb. (Adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).	26
Figura 2-17:Diagrama de corpo livre para o empuxo passivo de Coulomb. (Adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).	27

Figura 2-18: Superfície de ruptura real e superfície de ruptura assumida pela teoria de Coulomb. (a) Condição ativa e (b) Condição passiva (Adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).....	28
Figura 2-19: Pressão lateral produzida por carga uniformemente distribuída (CHANG-YU-OU, 2006).....	30
Figura 2-20: Acréscimo de tensões horizontais para uma carga pontual na superfície (CHANG-YU-OU, 2006).	31
Figura 2-21: Acréscimo de tensões horizontais para uma carga linear na superfície (CHANG-YU-OU, 2006).	32
Figura 2-22: Acréscimo de tensões horizontais para cargas distribuídas em um trecho da superfície (CHANG-YU-OU, 2006).	33
Figura 2-23: Regiões ativas e passivas em cortinas em balanço (Representação para cortinas infinitamente rígidas).	34
Figura 2-24: Evolução da dissipação da pressão neutra e do fator de segurança com o tempo em escavações em depósitos argilosos (BISHOP & BJERRUM, 1960, apud EHRLICH, 1987)	35
Figura 2-25: (a) Distribuição não linear de pressões; (b) distribuição linear simplificada de pressões (Adaptado de HACHICH et al. ,1998).	36
Figura 2-26: (A) Diagrama de pressões ativas e passivas; (B) Diagrama resultante de pressões.....	37
Figura 2-27: Diagrama resultante de pressões.....	39
Figura 2-28: Distribuição de empuxo passivo para escavação em taludes.	41
Figura 2-29: Distribuição de empuxo ativo para escavação de alívio.	42
Figura 2-30: (a) Rede de fluxo; (b) diagrama de pressões de água (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO ,2016).....	43
Figura 2-31: Condições de fluxo para escavações abaixo do nível de água (adaptado de KAISER E HEWITT, 1981, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	45
Figura 2-32: Modos de ruptura do fundo da escavação (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	46
Figura 2-33: Situação de análise (HACHICH et al., 1998).	46
Figura 2-34: Verificação da ruptura de fundo segundo Terzaghi (1943) (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	47
Figura 2-35: Análise da ruptura de fundo por Terzaghi e PECK para (A) $D \geq B_2$ e (B) $D \leq B_2$ (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	48

Figura 2-36: Efeito favorável da ficha em relação a ruptura de fundo (Adaptado de HACHICH et al.,1998).....	49
Figura 2-37: Tensões totais (σ), poropressão (u), e tensões efetivas (σ') em solos arenosos sob fluxo ascendente (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).....	50
Figura 2-38: Verificação do fator de segurança (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).....	51
Figura 2-39: Verificação de ruptura hidráulica (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).....	53
Figura 2-40: Zona de influência da cunha deslizante (CASPE, 1966, apud SANTOS, 2007).....	54
Figura 2-41: Zonas teóricas de maciço de solo atrás da cortina, (CASPE, 1966, apud SANTOS, 2007).	55
Figura 2-42: Recalques adjacentes a uma cava, em função da distância à face da escavação. (PECK, 1969, apud SANTOS, 2007).....	57
Figura 2-43: Deformações horizontais associadas a vários estágios de escavação. (O'ROURKE, 1981, apud SANTOS, 2007).....	58
Figura 2-44: Tipos de perfil de deslocamentos (Adaptado de HSIEH E OU,1998).	59
Figura 2-45: Perfil de deslocamentos típicos para cortinas escoradas e ancoradas (Adaptado de CLOUGH E O'ROURKE, 1990).	61
Figura 2-46:Método de Clough e O'ROURKE (1990) para estimativa da distribuição de recalques na superfície (Adaptado de CLOUGH E O'ROURKE, 1990).....	62
Figura 2-47: (a) Variáveis consideradas por OU et al. ,1993; (b) Relação entre os recalques e a distância da parede (OU et al. ,1993 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).....	63
Figura 2-48 Método proposto para previsão de recalques do tipo spandrel (Adaptado de HSIEH E OU, 1998).....	63
Figura 2-49: Método proposto para a previsão de recalques na superfície do tipo côncavo (HSIEH E OU ,1998 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO).	65
Figura 2-50: Áreas de deslocamentos em balanço e em profundidade (HSIEH E OU ,1998 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).....	66
Figura 2-51: Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} (Adaptado de HSIEH E OU, 1998).....	66
Figura 2-52: Distorção angular para fundações superficiais próximas a escavações (CHANG-YU-OU, 2006).	68
Figura 2-53: Distorções angulares associadas aos danos causados (VELLOSO E LOPES, 2010).....	69

Figura 2-54: Estado plano de deformações (a) e modelo axissimétrico (b) (BRINKGREVE et al., 2002).....	71
Figura 2-55: Posições dos nós e pontos de tensões nos elementos (BRINKGREVE et al., 2002).....	71
Figura 2-56: Definição de E_0 e E_{50} para o ensaio triaxial drenado (BRINKGREVE et al., 2002).....	74
Figura 2-57: Modelo Mohr-Coulomb (GOUW, 2014).....	75
Figura 2-58: Curva tensão-deformação não linear (GOUW, 2014).....	75
Figura 2-59: Formulação do modelo Hardening Soil (GOUW, 2014).....	76
Figura 2-60: Caminhos de tensões de um problema típico de escavação, (GOUW, 2014 apud SANTOS, 2016).....	78
Figura 2-61: Comportamento para a massa do solo em problemas típicos de escavação (BRINKGREEVE et al., 2011 apud GOUW, 2014).....	78
Figura 2-62: Formulação da resistência não drenada por parâmetros drenados (GOUW, 2014).....	80
Figura 2-63: Configuração do caso hipotético utilizado na análise paramétrica, (OU et al., 1996, apud SANTOS, 2016).....	82
Figura 2-64: Variação do deslocamento da parede versus a distância do canto (OU et al., 1996, apud SANTOS, 2016).....	83
Figura 2-65: Curvas representativas da variação do PSR para máximo deslocamento da parede versus distância em relação ao canto (OU et al., 1996, apud SANTOS, 2016)...	84
Figura 2-66: Curvas B/L versus distância em relação ao canto da escavação para diferentes valores de PSR (CHANG-YU-OU, 2006).....	84
Figura 2-67: Comparação dos resultados para diferentes geometrias: (a) deslocamentos da parede; (b) distribuição de recalques na superfície (POTTS, 2003).....	85
Figura 2-68: Comparação dos resultados para diferentes geometrias no centro da escavação: (a) deslocamentos da parede; (b) Distribuição de recalques na superfície do terreno. (POTTS, 2003).....	87
Figura 2-69: Comparação dos resultados das diferentes geometrias no canto da escavação: (a) deslocamentos da parede; (b) Distribuição de recalques na superfície do terreno. (POTTS, 2003).....	87
Figura 3-1: Corte esquemático do subsolo – Unidades: Cotas em centímetros e elevações em metros (Desenho de Projeto – Empresa Sigma 1 – Ano 2015).....	90
Figura 3-2: Planta das fundações (Desenho de Projeto – Empresa Sigma 1 – Ano 2015).....	92

Figura 3-3: Detalhe típico da escavação de alívio do empuxo ativo (Desenho de Projeto – Empresa Sigma 1 – Ano 2015).....	92
Figura 3-4: Sequência executiva - Fases 1 e 2.	93
Figura 3-5: Sequência executiva - Fases 3 e 4.	94
Figura 3-6: Sequência executiva - Fases 5 e 6.	94
Figura 3-7: Correlação do ângulo de atrito com N_{spt} (PECK, HANSON E THORNBURN (1974) apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).	98
Figura 3-8: Ordem de grandeza preliminar para diferentes solos (ALONSO, 2007).....	99
Figura 3-9: Aplicações dos elementos "Plates" (BRINKGREVE et al., 2002).....	100
Figura 3-10: Armadura das estacas de fechamento e primárias respectivamente (Projeto Sigma 1).....	101
Figura 3-11: Parâmetros geométricos do perfil.	101
Figura 3-12: Seção de aço homogeneizada (medidas em metro).	103
Figura 3-13: Projeto de fundações – Setorização	106
Figura 3-14: Setor 1 - INC-01 e INC-04 – Medidas em metro.	107
Figura 3-15: Setor 2 - INC-02 – Medidas em metro.	107
Figura 3-16: Setor 4 - INC-03 e INC-07 – Medidas em metro.	108
Figura 3-17: Posição do inclinômetro INC-05 – Medidas em metro.	108
Figura 4-1: Descontinuidades na cortina de contenção	110
Figura 4-2: Malha de elementos finitos para a fase executiva 6, referente a seção S-01.	113
Figura 4-3 Condições de fluxo e linhas de fluxo para a fase 6, relativa a seção S-01.	114
Figura 4-4: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6 - Seção S-01.	114
Figura 4-5: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seção S-01.	116
Figura 4-6: Malha de elementos finitos e linhas e campo de fluxo de água para a fase executiva de número 6 da seção S-02.....	117
Figura 4-7: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6- Seção S-02.	117
Figura 4-8: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seção S-02.	118
Figura 4-9: Malha de elementos finitos e linhas e campo de fluxo de água para fase executiva 6 das seções S-03 e S-07.	119
Figura 4-10: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6 – Seções S-03 e S-07.	120
Figura 4-11: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seções S-03 e S-07.	121
Figura 4-12: Malha de elementos finitos para a seção S-04.....	122
Figura 4-13: Campo de fluxo – Fase 6 - S-04.	123
Figura 4-14: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6 – Seção S-04.....	124

Figura 4-15: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seções S-03 e S-07.....	124
Figura 4-16: Seção S-05 - Largura da escavação.	125
Figura 4-17: Malha de elementos finitos e linhas e campo de fluxo de água para a fase 6 da seção S-05.....	126
Figura 4-18: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 5 – Seção S-05.....	127
Figura 4-19: Diagramas de momentos fletores para a última fase de escavação - Seção S-05.....	128
Figura 4-20: Foto da obra - Região da seção S-05.	129
Figura 4-21: Curva tensão v.s. deformação - (a) Modelo MC e (b) Modelo HS (Adaptado das Figuras 2-57 e 2-59).....	133
Figura 4-22: (a) Diagrama de tensões de cisalhamento; (b) Perfil de deslocamento da seção S-01 - Modelo Hardening Soil.....	136
Figura 4-23 Diagramas de tensões horizontais oriundos do Plaxis e das análises analíticas – Seção S-01	137
Figura 4-24: Distribuição de recalques na superfície - Método de BOWLES (1988). 140	
Figura 4-25: Método de Clough e O’ROURKE (1990) para estimativa da distribuição de recalques na superfície para solos com estratigrafia arenosa (CLOUGH E O’ROURKE, 1990).....	140
Figura 4-26: Distribuição de recalques na superfície – CLOUGH E O’ROURKE (1988).	141
Figura 4-27: Áreas de deslocamentos em balanço e em profundidade (HSIEH E OU ,1998 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO) – Reproduzida do capítulo 2. .	142
Figura 4-28: Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} (HSIEH E OU, 1998).....	142
Figura 4-29: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 1.....	143
Figura 4-30: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 2.....	143
Figura 4-31: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 3.....	144
Figura 4-32: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 4.....	144
Figura 4-33: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 1.....	145
Figura 4-34: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 2.....	145

Figura 4-35: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 3.	145
Figura 4-36: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 4.	146
Figura 4-37: Distribuição dos recalques na superfície do terreno - Plaxis 2D.	147
Figura 4-38: Recalques - Comparação entre os métodos - Fase 4.	147
Figura 4-39: Recalques – Influência da variação do parâmetro R_{inter} no modelo numérico - Fase 4.	149
Figura 4-40: Distorção angular para diferentes distâncias à face da escavação (d).	151
Figura 4-41: Distorções angulares associadas aos danos causados (Reproduzido da Figura 2-53)	152

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1: Principais características das cortinas de estacas.	10
Tabela 2-2: Condições para diferentes sistemas construtivos (Adaptado de MILITISKY, 2016).....	11
Tabela 2-3: Deformações mínimas para mobilização de estados plásticos (Adaptado de HACHICH et al. (1998)	29
Tabela 2-4: Orientações de projeto (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).....	29
Tabela 2-5: Valores limites de distorção angular para edifícios em concreto armado e para paredes portantes armadas (SKEMPTON E MACDONALD, 1956, adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).	69
Tabela 2-6: Valores limites de distorção angular para paredes portantes não armadas (BURLAND AND WROTH,1974, adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).	70
Tabela 2-7: Sugestões de valores para R_{inter} (BRINKGREVE AND SHEN. 2001 apud GOUW, 2014)	73
Tabela 2-8: Análise não drenada (GOUW, 2014).	81
Tabela 3-1: Fases executivas.	93
Tabela 3-2: Fator C (Adaptado de DÉCOURT et.al., 1989, apud FREITAS, PACHECO E DANZIGER, 2012).	96
Tabela 3-3: Coeficiente de Poisson (Adaptado de BUDHU, 2015).	99
Tabela 3-4: Peso específico de solos arenosos (Adaptado de BUDHU, 2015).	99
Tabela 3-5: Propriedades do perfil de aço.	101
Tabela 3-6: Parâmetro da seção homogeneizada de aço.	103
Tabela 3-7: Seções analisadas.	105
Tabela 4-1: PSR – Método de OU et al. (1996)	110
Tabela 4-2: Resumo dos resultados obtidos – Seções S-01, S-02, S-03, S-04, S-05 e S-07.	112
Tabela 4-3: Parâmetros geotécnicos para a seção S-01 relativo a sondagem SP-02....	113
Tabela 4-4: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-01.	114
Tabela 4-5: Parâmetros geotécnicos para a seção S-02 relativo a sondagem SP-03....	116
Tabela 4-6: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-02.	117
Tabela 4-7 Parâmetros geotécnicos para as seções S-03 e S-07 relativos à sondagem SP-04.	118
Tabela 4-8: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-03/07.	120

Tabela 4-9: Parâmetros geotécnicos para a seção S-04, relativos à sondagem SP-01.	122
Tabela 4-10: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-04.....	124
Tabela 4-11: Análise paramétrica da largura da cava para a seção S-05.	125
Tabela 4-12: Parâmetros geotécnicos da seção S-05, relativos à sondagem SP-06.	126
Tabela 4-13: Deslocamentos horizontais na cota -1m - Última fase de escavação –S-05.	127
Tabela 4-14: Relação PSR (Plane Strain Ratio).	130
Tabela 4-15: Resumo dos resultados	132
Tabela 4-16: Comparação dos resultados.....	133
Tabela 4-17: Valores estimados do volume da deformada - Vs.....	139
Tabela 4-18: Valores da zona de influência e recalques máximos para o perfil tipo Spandrel.....	139
Tabela 4-19: Recalques máximos estimados para cada etapa.	143

LISTA DE SÍMBOLOS

H – Altura do trecho escavado.

H_t – Altura total da cortina de contenção.

σ'_h - Tensão horizontal efetiva.

σ'_v - Tensão vertical efetiva.

$\sigma'_{a,h}$ - Tensão efetiva horizontal ativa.

$\sigma'_{p,h}$ - Tensão efetiva horizontal passiva.

$\sigma_{h,sc}$ – Acréscimo de tensão devido a sobrecargas na superfície.

$\sigma_{h,sc,a}$ - Acréscimo de tensão ativa devido a sobrecargas na superfície.

$\sigma_{h,sc,p}$ - Acréscimo de tensão passiva devido a sobrecargas na superfície.

K_0 – Coeficiente de empuxo no repouso.

K_a – Coeficiente de empuxo ativo.

K_p – Coeficiente de empuxo passivo.

$K_{a,c}$ – Coeficiente de empuxo ativo pela teoria de Coulomb.

$K_{p,c}$ – Coeficiente de empuxo passivo pela teoria de Coulomb.

ν – Coeficiente de Poisson.

ϕ' - Ângulo de atrito.

ψ – Ângulo de dilatância.

c' – Intercepto de coesão.

S_u – Resistência não drenada.

γ – Peso específico do solo.

γ_{nat} – Peso específico do solo natural.

γ_{sat} – Peso específico do solo saturado.

E_a – Resultante do empuxo ativo.

E_p – Resultante do empuxo passivo.

k – Coeficiente de permeabilidade do solo.

δ_h - Deslocamentos horizontais.

δ_v – Recalques.

$\beta_{i,j}$ – Distorção angular entre (i,j).

E_0 – Módulo de elasticidade inicial do solo.

E_s – Módulo de elasticidade secante do solo.

E_{50} – Módulo de elasticidade secante para 50% da tensão de ruptura do ensaio triaxial drenado.

E_{tc} – Módulo de elasticidade do ensaio triaxial de compressão.

E_{ur} – Módulo de elasticidade em condição de carregamento/descarregamento.

E_{eod} – Módulo tangente devido à compressão primária do ensaio de compressão oedométrico.

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto.

E_{ci} – Módulo de elasticidade inicial do concreto.

E_{st} – Módulo de elasticidade do aço.

f_{ck} - Resistência característica do concreto aos 28 dias.

d_{eq} - Espessura equivalente.

SPT – Standard Penetration Test.

N_{60} – Número de golpes do ensaio SPT corrigido para 60% da energia teórica de queda.

N_{spt} – Número de golpes no ensaio SPT.

ΣMsf – Fator de segurança (Phi-c reduction – Plaxis 2D)

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

No contexto urbano, o crescimento das grandes cidades impõe de uma forma cada vez mais acentuada a verticalização das construções, tendendo a diminuição das áreas em planta e a utilização de edificações cada vez mais altas. Ao mesmo tempo, as construções subterrâneas vêm ganhando mais destaque, em função da tendência de otimização da utilização da zona urbana. Devido à falta de espaço, ou mesmo fruto da proximidade com outras estruturas, as escavações de subsolos de edifícios, estações de metrô, entre outras estruturas subterrâneas em meio urbano, se processam, em geral, verticalmente, suportadas por estruturas de contenção projetadas para tal finalidade.

Podem ser destacadas duas principais categorias de estruturas de contenção, os muros de contenção e as estruturas de contenção esbeltas. A primeira categoria, segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), incluem os muros de gravidade (construídos em alvenaria, concreto, gabiões ou pneus) e os muros de flexão, que podem apresentar ou não contrafortes. Estas estruturas contrapõem os efeitos dos empuxos de terra através de seu peso próprio, como no caso de muros de gravidade, ou associando o peso próprio da estrutura com o peso do maciço de solo sobre suas bases, como no caso dos muros de flexão. A Figura 1-1 ilustra, esquematicamente, um muro de gravidade em concreto e um muro de flexão com contraforte.

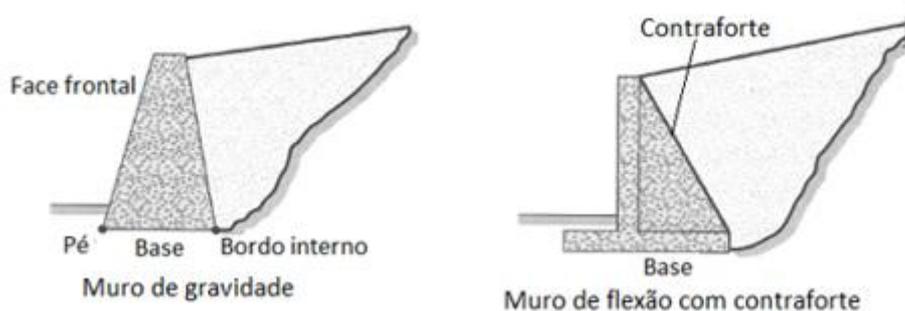


Figura 1-1: Exemplos de muros de arrimo (adaptado de BUDHU, 2015).

As estruturas de contenção esbeltas, também chamadas de cortinas, constituem estruturas longas em concreto, aço, madeira e há, também, cortinas executadas em solução mista, em que são utilizados mais de um tipo de material. Estas soluções

dependem da resistência passiva do solo conjugada ou não com tirantes ou escoras para alcançar sua estabilidade. Fazem parte desta categoria, por exemplo, as paredes diafragma em concreto, paredes de contenção descontínuas em perfis metálicos com pranchada (cortinas tipo Berlim), estruturas de contenção em estacas prancha, paredes de estacas justapostas e paredes em estacas secantes.

Na Figura 1-2 são apresentados três possíveis sistemas resistentes para estruturas de contenção esbeltas. Estes sistemas podem utilizar tirantes (A), estroncas (B) ou podem se apresentar em balanço, alcançando a estabilidade através do trecho embutido no terreno, denominado de ficha (C).

Não contando com tirantes ou estroncas para a sua estabilização, as cortinas de contenção com sistema estrutural em balanço alcançam a estabilidade a partir da resistência passiva e contra passiva do solo, proporcionadas pelo trecho embutido abaixo do nível escavado (ficha), ilustrado na Figura 1-2-C. Para o estudo aqui apresentado, será abordado um caso de obra cuja cortina de contenção foi realizada em estacas secantes, a qual foi instrumentada com tubos guias de inclinômetros. Sendo assim, foi possível a obtenção de perfis de deslocamentos horizontais em diferentes trechos da cortina.

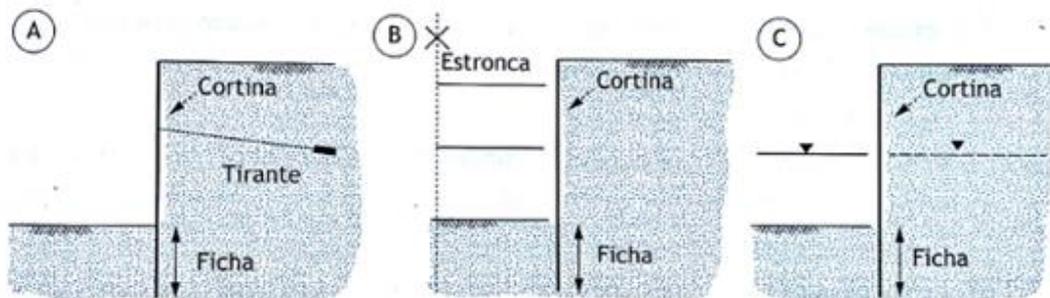


Figura 1-2: Exemplos de cortinas: (A) atirantada; (B) estroncada; (C) em balanço (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Diversos exemplos de importantes estruturas de contenção utilizando estacas secantes podem ser destacados. Dentre eles, a recente construção da infraestrutura do Museu do Amanhã na cidade do Rio de Janeiro, a qual é considerada uma obra de grande complexidade. Na referida obra foi executada cortina de estacas secantes por ocasião da construção do seu subsolo, como pode ser observado na Figura 1-3.

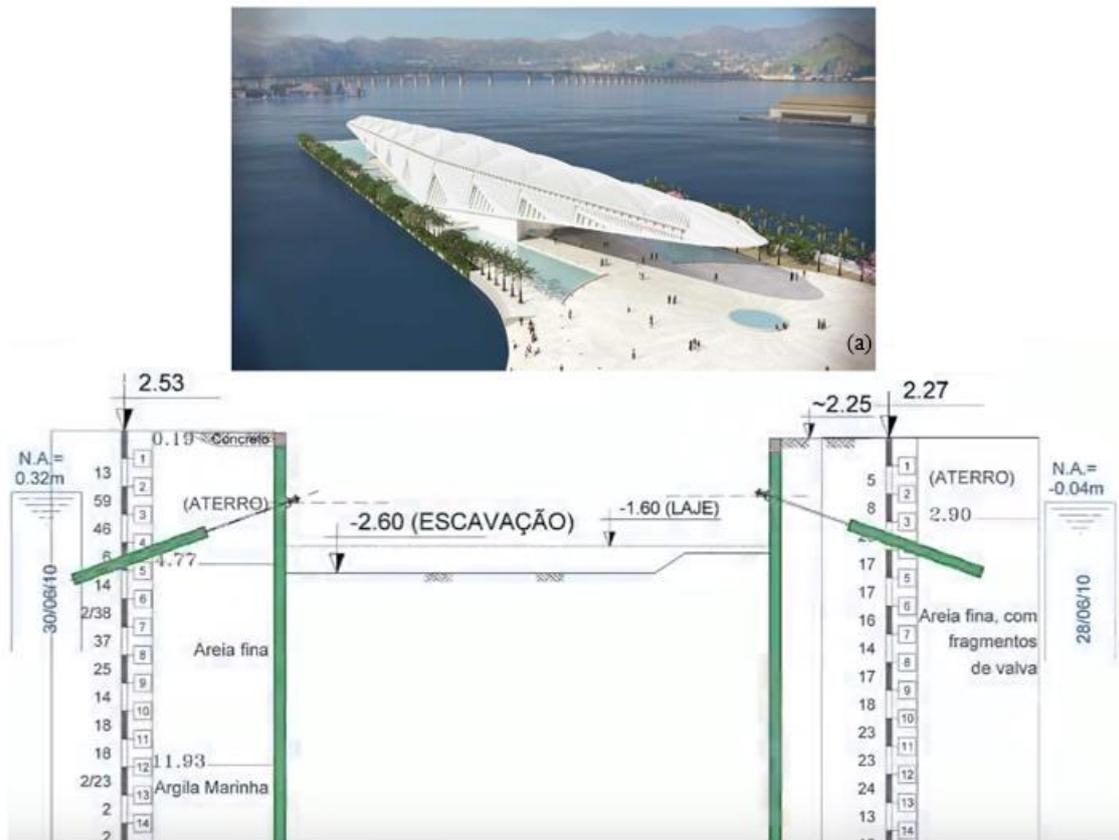


Figura 1-3: Museu do Amanhã – (a) Vista geral e (b) Subsolo (Adaptado de (a) <http://infraestrutura.eng.br> e (b) <http://arcoweb.com.br>).

As principais verificações a serem realizadas em projetos de cortinas de contenção dizem respeito aos seguintes aspectos: (i) estabilidade do fundo de escavação, (ii) estabilidade da cortina, (iii) deslocamentos horizontais, (iv) recalques na vizinhança da área escavada e (v) análise estrutural da cortina. Para tais estudos, é comum a utilização de métodos numéricos baseados no método dos elementos finitos (MEF). Segundo GOUW (2014), os métodos numéricos baseados no MEF vêm sendo usados por mais de 40 anos, porém, somente no final do século XX, com o desenvolvimento de computadores pessoais mais poderosos, os “softwares” baseados no MEF ganharam espaço no meio técnico. Em contrapartida, os métodos analíticos possibilitam análises rápidas, para situações simples, com a obtenção de resultados muitas vezes similares aos encontrados nas análises numéricas.

Conforme comentado anteriormente, a avaliação dos efeitos oriundos da escavação no entorno da mesma é muito importante. A distribuição dos recalques superficiais nas regiões adjacentes à escavação, diretamente relacionada aos deslocamentos horizontais

da cortina, constitui um aspecto importante nas análises, visto que influencia diretamente a estabilidade e funcionalidade de estruturas vizinhas.

O presente trabalho de pesquisa tem como objetivo contribuir para o melhor entendimento dos aspectos relativos à análise de cortinas de contenção em balanço. Deste modo, para um caso real de escavação em balanço objetivou-se o estudo dos seguintes aspectos:

- (i) Fator de segurança global da escavação (FS a partir do procedimento PHI-C Reduction);
- (ii) Ficha necessária ao equilíbrio da cortina;
- (iii) Deslocamentos horizontais na cortina em balanço;
- (iv) Momentos atuantes;

Em adição aos aspectos relacionados acima foram realizadas as seguintes verificações complementares:

- (v) Validade da hipótese de estado plano de deformação utilizada na análise numérica bidimensional;
- (vi) Recalques na vizinhança da área escavada;
- (vii) Influência do fator de interface (R_{inter}) nos recalques obtidos na vizinhança da área escavada;
- (viii) Distorção angular e verificação de danos em estruturas hipotéticas na vizinhança da escavação.

Os itens (iii), (iv), (vi) e (viii) foram avaliados a partir de abordagens analíticas e numéricas. O Item (ii) foi avaliado por abordagem analítica, já os itens (i) e (vii) foram analisadas por procedimento numérico bidimensional. Finalmente, no item (v) adotou-se procedimento sugerido por Ou et al (1996) para verificação da adequação da seção estudada à hipótese de estado plano de deformação a partir de análise numérica bidimensional e fator de adequação (PSR) baseado em modelagem tridimensional. Os citados autores propuseram uma razão entre o máximo deslocamento da seção nas análises 3D (δ_{3D}) e o deslocamento obtido das análises bidimensionais para o estado plano de deformações (δ_{ps}). Esta relação foi denominada PSR “plane strain ratio”, possuindo valores variando entre 0 e 1 (PSR \approx 1 indicam que a seção se encontra na condição de

estado plano de deformações e que valores obtidos a partir de análise 2D são similares aos obtidos a partir de análise 3D).

1.2 Organização do texto

Nesta Dissertação são apresentadas as características e principais aspectos executivos de cortinas de contenção, em particular de cortinas de contenção realizadas em estacas secantes. Através do caso de obra apresentado, são comparados os resultados obtidos de análises numéricas baseadas no MEF com os dados obtidos da instrumentação da obra. Foi possível avaliar a relevância das correlações adotadas para a estimativa dos parâmetros geotécnicos para o caso em questão, assim como a acurácia dos métodos de análise utilizados. Foram abordados, também, métodos empíricos para a estimativa da distribuição de recalque no entorno da escavação. Os recalques assim obtidos foram comparados aos resultados das análises numéricas, contribuindo assim para um melhor entendimento dos aspectos, características e aplicabilidade de cada método abordado.

No capítulo 2, é feita a revisão bibliográfica. É apresentado inicialmente um histórico sobre a execução, origem e método executivo de estacas secantes. Ainda no capítulo 2 é apresentada conceituação básica sobre empuxos de terra, ativo e passivo, segundo as teorias de Coulomb e Rankine, importantes para a determinação dos esforços horizontais em cortinas e muros de contenção. São feitas considerações sobre a determinação da ficha para os casos de cortinas em balanço, sendo apresentados os métodos teóricos comumente utilizados na prática de projeto. Apresentam-se os métodos empíricos de BOWLES (1988), CLOUGH E O'ROURKE (1990) e HSIEH E OU (1998) para a estimativa de recalque no entorno da escavação, sendo abordadas as principais características de cada método. Por fim, são apresentados os principais aspectos da modelagem numérica utilizando o “software” Plaxis 2D.

No capítulo 3, é apresentado o caso de obra utilizado na presente Dissertação. É descrito o processo executivo utilizado na obra, sendo apresentada a caracterização do perfil estratigráfico, baseada na investigação geotécnica do local, e as etapas de escavação e de instrumentação da cortina. São também apresentados os critérios para estimativa dos parâmetros geotécnicos baseados em correlações disponíveis na literatura.

O capítulo 4 é dedicado à apresentação dos resultados das análises efetuadas. São comparados os perfis de deslocamento obtidos das análises numéricas com as medições

de campo, obtendo-se, assim, uma análise da relevância dos parâmetros e hipóteses adotados no referido estudo. A partir da instrumentação foi possível avaliar, por meio de comparações, o comportamento observado nas análises numéricas efetuadas com base nos modelos constitutivos Mohr-Coulomb (MC) e Hardening Soil (HS). Avaliou-se, também, a validade da hipótese de estado plano de deformações, adotada nas análises numéricas bidimensionais. São apresentados os recalques nas áreas vizinhas à escavação obtidos a partir de diversos métodos (empíricos e numéricos). Foi, assim, possível verificar a possibilidade de existência de danos ocasionados por recalques, gerados pela escavação em balanço, em estrutura vizinha hipotética.

Por fim, o capítulo 5 resume os resultados obtidos no presente trabalho. São sugeridos ao final, alguns temas para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As contenções em estacas, como o próprio nome indica, são estruturas formadas por elementos lineares executados individualmente que, em conjunto, resistem aos esforços atuantes. Este tipo de solução de estruturas de contenção vem ganhando espaço na construção civil principalmente em meio urbano onde a limitação de espaço é sempre um condicionante, demandando, muitas vezes, a utilização de equipamentos de pequeno porte e de métodos construtivos mais limpos. Nos últimos anos, o desenvolvimento de novos equipamentos consolidou, ainda mais, a utilização de estacas como estruturas de contenção.

Segundo PINTO (2008), os elementos constituintes das cortinas podem ser moldados “in loco” ou pré-moldados (cravados), fazendo parte do primeiro grupo as estacas escavadas com trado contínuo, as executadas com o auxílio de revestimentos recuperáveis ou não, e estacas escavadas com o emprego de lama betonítica. Ainda que possível sua utilização, as estacas pré-moldadas não são recomendadas para construção de cortinas de contenção, principalmente em meios urbanos, onde as vibrações e perturbações no terreno, recorrentes no processo executivo, podem provocar danos às estruturas vizinhas (MEIRELES E MARTINS, 2006).

Os variados tipos de soluções para cortinas de estacas moldadas “in loco” diferenciam-se principalmente, segundo MEIRELES E MARTINS (2006), pelo espaçamento entre seus elementos. Estas podem ser enquadradas em basicamente três grupos: estacas espaçadas, estacas contíguas e estacas secantes. PINTO (2008) destaca que estes elementos podem também ser classificados, segundo seus diâmetros, em estacas de grande diâmetro, de pequeno diâmetro e micro estacas. A variação de diâmetros abrange estacas de 2,0 m, para as classificadas como de grande diâmetro, até unidades de 10 a 20 cm para micro estacas.

A seguir são apresentadas as particularidades das classificações segundo o espaçamento entre os componentes das cortinas. Neste trabalho será dado enfoque para cortinas de estacas em concreto, tendo em vista que, além dos tipos apresentados a seguir, existem, ainda, cortinas de estacas de perfis metálicos com pranchada de madeira ou concreto.

- **Estacas espaçadas:** cortinas de estacas espaçadas são constituídas de elementos alinhados com grandes espaçamentos entre si. Segundo PINTO (2008), pode-se obter, em determinados casos, espaçamentos da ordem de 1,5 m, apesar de usualmente serem utilizados espaçamentos da ordem de 0,5 m.

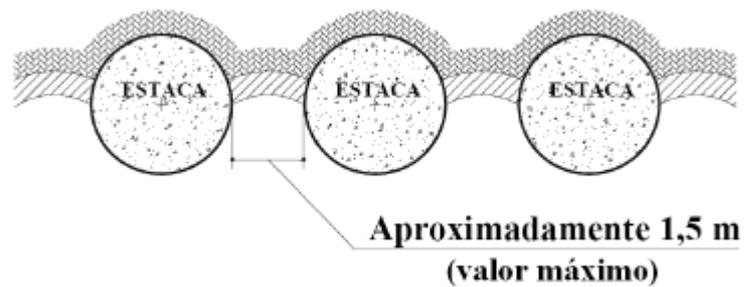


Figura 2-1: Estacas espaçadas (PINTO, 2008).

Esta solução é adequada para situações onde o perfil estratigráfico do terreno é composto por materiais lateralmente estáveis, onde a presença de água não configura um problema nas fases de escavação. Para contornar a falta de estabilidade lateral do maciço, executa-se o fechamento dos espaços entre as estacas com concreto projetado armado com tela de aço soldada, criando-se abobadas entre os elementos, como ilustrado na Figura 2-2. Os esforços laterais nos trechos entre as estacas são, então, resistidos através do efeito de arco proporcionado pelas abobadas criadas. Alternativa indicada por PINTO (2008) é a execução de colunas de jet grouting no tardo da cortina, preenchendo assim os espaços vazios entre as estacas.

Segundo MEIRELES E MARTINS (2006), este tipo de solução apresenta grande economia por metro de cortina, visto que a quantidade de elementos é reduzida em função do espaçamento adotado. Porém, como principal desvantagem, os autores relatam a falta de estabilidade do solo entre as estacas da cortina quando estas são construídas em solos lateralmente instáveis, além de não serem adequadas para situações em que o nível do lençol freático interfira nas fases de escavação.



Figura 2-2: Estacas espaçadas: Execução do fechamento entre as estacas com concreto projetado (PINTO, 2008).

- **Estacas contíguas (ou justapostas):** assim como as estacas espaçadas, as estacas contíguas, também chamadas de estacas justapostas, são constituídas por elementos independentes distando da ordem de 75 a 100mm, como ilustra a Figura 2-3. Esta solução permite a execução de paredes de contenção tanto em solos argilosos como, também, em solos arenosos, segundo PINTO (2008). Níveis de água que interfiram nas escavações constituem um problema neste tipo de solução, que não proporciona estanqueidade nas fases de escavação.

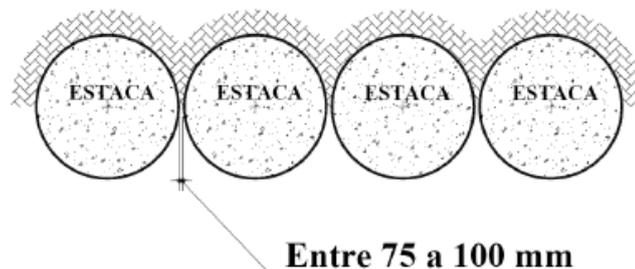


Figura 2-3: Estacas contíguas ou tangentes (MEIRELES E MARTINS, 2006).

- **Estacas secantes:** as cortinas de estacas secantes são constituídas de elementos que se interceptam, formando um conjunto contínuo de estacas. São executadas de forma alternada, estacas fêmeas e, posteriormente, as estacas machos, também chamadas de estacas primárias e secundárias, como ilustrado na Figura 2-4.

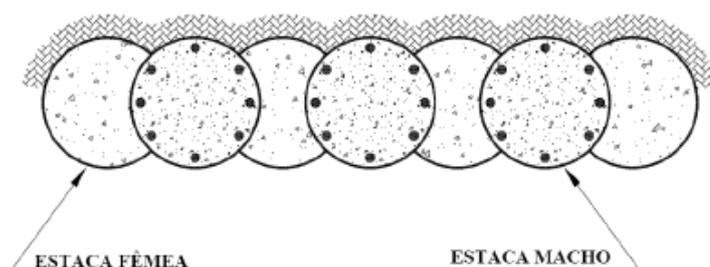


Figura 2-4: Estacas secantes (MEIRELES E MARTINS, 2006).

A execução da cortina é iniciada pelas estacas primárias (fêmeas), as quais usualmente não são armadas e são executadas com concreto de menor resistência (MEIRELES E MARTINS, 2006), facilitando assim o seu corte quando são construídas as estacas secundárias. Estas podem ser armadas com armaduras em aço CA-50 ou com perfis metálicos. Maiores detalhes executivos são abordados no item 2.1.

A escolha da solução mais adequada para cada situação será norteada, entre outros aspectos, pela estratigráfica do local, profundidade de escavação, presença e nível d'água, disponibilidade de equipamento, prazo de execução e custos. Na Tabela 2-1 são reunidas as principais características de cada tipo de cortina de estacas.

Tabela 2-1: Principais características das cortinas de estacas.

Tipo	Características
Estacas espaçadas	Menor quantidade de estacas, proporcionando um menor custo executivo. Rápida execução. Impossibilidade de execução abaixo de nível d'água sem que haja o rebaixamento do lençol freático. Problemas de estanqueidade nas fases executivas. Aplicáveis em solos estáveis lateralmente.
Estacas Contíguas ou tangentes	Apesar de possuírem um maior número de estacas, ainda constituem um método com custo reduzido. Rápida execução. Dificuldade de execução abaixo de nível d'água sem que haja o rebaixamento do lençol freático. Problemas de estanqueidade nas fases executivas. Aplicáveis em solos argilosos e de natureza granular.
Estacas Secantes	Solução com maior número de estacas, se tornando, por vezes, menos econômicas que as demais alternativas. Possibilidade de execução de escavações abaixo do nível d'água. Boa condição de estanqueidade. Aplicáveis em várias condições de resistência lateral do solo.

Em comparação com as demais soluções de estruturas de contenção, as cortinas de estacas destacam-se por constituírem métodos executivos simples e com baixo custo, principalmente quando se trata de cortinas espaçadas ou tangentes. Seu processo executivo é relativamente limpo, quando não se utiliza lama betonítica, e seus equipamentos são pouco ruidosos e não causam vibrações indesejáveis no terreno. Possuem uma boa versatilidade quanto à natureza do solo, adequando-se a solos argilosos ou de natureza granular, sendo as estacas secantes as mais adequadas quando da construção abaixo do nível d'água. A Tabela 2-2 apresenta comparação entre diversas soluções para cortinas de contenção sob diversos aspectos.

Tabela 2-2: Condições para diferentes sistemas construtivos (Adaptado de MILITISKY, 2016)

Tipo de contenção	Tipo de Solo			Estanqueidade e Rigidez			Condições de construção			Profundidade de escavação	Tempo de construção	Custos
	Argila mole	Areia	Pedregulho	Estanqueidade	Rigidez	Ruído e vibração	Tratamento de Resíduos	Deformações	Obstrução do subsolo			
Perfis metálicos com pranchada	x	o	o*	x	x	x**	•	x	o	x	•	•
Estacas Prancha Metálicas	o	•	x	o	x	x**	•	x	o	x	•	•
PIP***	•	o	x	o	•	•	x	o	x	o	x	o
Parede de estacas	•	•	x	•	•	•	x	•	x	•	x	x
MIP****	o	o	x	•	o	•	o	o	x	o	o	o
Parede diafragma	•	•	o	•	•	•	x	•	x	•	x	x

• - Bom o - Aceitável x - Ruim

* Deve ser executado com equipamento especial.

** Se cravado no solo por vibração estática, ruídos e vibrações podem ser reduzidos.

*** PIP (Packed in place piles) - Maiores detalhes consultar Chang-Yu-Ou (2006)

****MIP (Mixed in place pile) - Estacas com solo reforçado. Maiores detalhes consultar Chang-You-Ou (2006)

No próximo item serão abordados, com mais detalhe, o processo executivo e os aspectos de projeto relacionados a estacas secantes.

2.1 Estacas Secantes – Método Executivo

Muito utilizada em países da Europa e nos Estados Unidos, cortinas de estacas secantes ainda podem ser consideradas recentes no Brasil, segundo SANGLARD e SANTOS (2014). Na segunda década do século XXI a demanda pela solução começou a crescer, devido ao crescimento do número de empresas a disponibilizar equipamentos específicos para tal execução.

O método executivo de estacas secantes constitui uma adaptação da técnica de execução de estacas hélice contínua. Originada nos Estados Unidos na década de 1950, segundo MAGALHÃES (2005), as estacas hélice contínua (EHC) chegaram ao Brasil no ano de 1987 com equipamentos ainda rudimentares, os quais possuíam um torque de 35 kN.m e diâmetros disponíveis de 275mm, 350mm e 425mm. Segundo o autor citado, em meados de 1990 chegaram ao país equipamentos mais sofisticados, estes possuindo torque de 90 a 200 kN.m e diâmetros disponíveis de até 1000mm. Com o maior número de equipamentos disponíveis, este tipo de estaca ganhou competitividade, difundindo-se em todo o país.

O processo executivo das estacas secantes constitui metodologia similar à empregada na execução de estaca hélice contínua monitorada. Possui como principais etapas, as descritas abaixo.

- Execução da mureta-guia
- Escavação e Concretagem das estacas
- Lançamento da armadura em barras de aço ou em perfis metálicos
- Execução da viga de coroamento
- Início das escavações e serviços complementares quando previstos (execução de tirantes, escoras, vigas intermediárias, etc.)

É válido ressaltar que a sequência apresentada anteriormente corresponde ao procedimento executivo convencional para este tipo de estrutura de contenção. A depender do método empregado a sequência executiva pode variar, como no caso da construção de subsolos pelo método invertido, em que as lajes dos pavimentos enterrados

são usadas como apoio para a estrutura de contenção à medida que as escavações avançam.

2.1.1 Mureta-guia

A mureta-guia tem como função definir o posicionamento de cada estaca ao longo de todo o perímetro da cortina. Segundo FLEURY (2012) apud SANGLARD (2014), o projeto de estruturas de contenção utilizando estacas secantes deve conter a posição exata de cada elemento, assim como a locação e definição da geometria da mureta guia a ser executada antes do estaqueamento. Ao contrário do admitido para estacas hélice contínua, em estruturas de contenções utilizando-se estacas secantes não são permitidas excentricidades nas unidades, devendo ser respeitados rigorosamente a locação e o alinhamento definido em projeto.

Em geral, as muretas-guia possuem altura da ordem de 20 cm. Sua largura varia conforme o diâmetro da estaca empregada, possuindo de 15 a 20 cm para cada lado da estaca, conforme corte típico ilustrado na Figura 2-5.

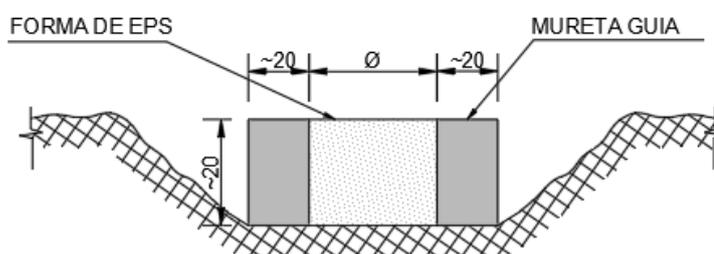


Figura 2-5: Mureta guia.

Sua construção compreende basicamente na execução da escavação da cava onde são posicionadas as formas das estacas, a introdução da armadura quando prevista, e por fim, o lançamento do concreto em suas laterais.

A forma das estacas no interior da mureta guia pode ser concebida através de elementos metálicos (Figura 2-6a) ou de formas de isopor (EPS) (Figura 2-6b). Segundo PINTO (2008), no caso de estacas secantes, as formas metálicas apesar de proporcionarem uma maior produtividade, não se adequam com facilidade a pontos particulares da cortina, como os cantos da estrutura, gerando dificuldades no posicionamento das estacas. Segundo SANGLARD (2014), algumas referências

brasileiras indicam o uso de elementos metálicos com o preenchimento dos vazios com areia, já na prática europeia é mais comum o uso de formas compostas por isopor.



Figura 2-6: (a)-Mureta guia e formas metálicas (MEIRELES E MARTINS, 2006), (b)- Mureta guia e formas de EPS (Fonte: Foto da construção do edifício Sopa Patino – Fortaleza, Ceará).

2.1.2 Execução das estacas – Perfuração e Concretagem

As perfuratrizes utilizadas na execução das cortinas de estacas secantes são semelhantes às utilizadas na construção de estacas hélice contínuas (EHC). Estes equipamentos contam com uma haste de perfuração em hélice espiral em torno a um tubo central por meio do qual é feita a concretagem das estacas (MAGALHÃES, 2005). As perfuratrizes de estacas secantes contam ainda com um tubo metálico de revestimento, que garante a integridade do fuste da estaca, proporciona um bom acabamento e possibilita o corte das estacas primárias. O tubo de revestimento possui sua ponta confeccionada em aço-vídea (material utilizado na fabricação de brocas e equipamentos de corte), permitindo o corte do concreto na execução das estacas secundárias.

Segundo SANGLARD e SANTOS (2014), a perfuratriz de estacas secantes possui ainda um cabeçote de dupla rotação que permite o giro do tubo de revestimento no sentido anti-horário e o giro do trado helicoidal no sentido horário. Assim, a medida que o tubo de revestimento perfura o terreno o trado helicoidal limpa o interior da escavação, como ilustrado esquematicamente na Figura 2-7. Uma vez atingida a cota da ponta da estaca, inicia-se o processo de concretagem. Este processo se dá através do bombeamento direto do concreto através do trado helicoidal vazado, o qual possui, em geral, um diâmetro de aproximadamente 10 cm, segundo MEIRELES E MARTINS (2006). Assim como no

equipamento de EHC, segundo MAGALHÃES (2005), o tubo central recebe inicialmente uma tampa metálica que impede a entrada de solo e água no seu interior, esta é expulsa pela pressão do concreto quando da concretagem da estaca.

MAGALHÃES (2005) indica que a velocidade de penetração do trado na massa de solo deve ser próxima ou igual ao produto da velocidade de rotação pelo passo da hélice, assim, é minimizado o efeito de desconfinamento provocado pela remoção excessiva do solo durante a perfuração. Segundo o autor, quando a velocidade de penetração é muito maior que a velocidade de rotação do trado, há a possibilidade de prendê-lo na massa de solo, no caso oposto, quando a velocidade de penetração é muito menor, o trado funciona como um transportador, provocando o desconfinamento do solo adjacente.

O bombeamento do concreto é realizado simultaneamente com a retirada do conjunto (trado helicoidal e tubo de revestimento), devendo-se ter o controle da quantidade de concreto bombeada e o volume liberado pela retirada do trado, evitando espaços vazios que possam comprometer a seção do elemento.

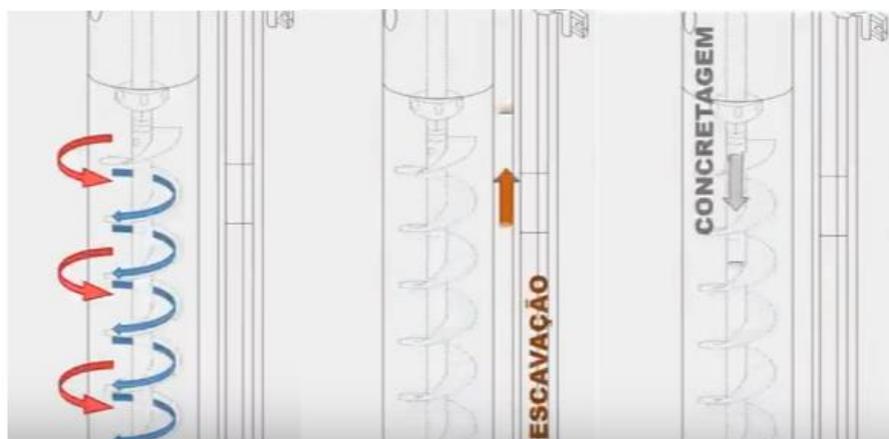


Figura 2-7: Processo de escavação e concretagem das estacas secantes (Adaptado de <http://infraestrutura.eng.br>).

Segundo SANGLARD (2014), para o preenchimento das estacas pode ser usada argamassa fluida de cimento e areia, com consumo de cimento de 380 Kg/m³ e f_{ck} de 18MPa a 25 MPa. Uma alternativa é a utilização de concreto com a mesma especificação normalmente utilizada para estacas hélice contínua.

MAGALHÃES (2005) sugere como características dos concretos utilizados para EHC, o relacionado abaixo:

- Resistência a compressão (f_{ck}): 20 MPa
- Consumo mínimo de cimento: 400 Kg/m³
- Agregados: Areia e pedrisco ou brita 0
- Slump test.: 22±2 cm
- Fator água / cimento: 0,55

A norma NBR 6122:2010, em seu Anexo F apresenta o conjunto de características do concreto de EHC, as quais encontram-se relacionadas abaixo:

- Resistência a compressão (f_{ck}): 20 MPa
- Consumo mínimo de cimento: 400 Kg/m³
- Agregados: Areia e pedrisco
- % de argamassa em massa: ≥55%
- Slump test.: 22±3 cm
- Fator água / cimento: ≤0,60

Em geral, o concreto ou a argamassa utilizada não deve apresentar grande resistência inicial, o que dificultaria o corte das estacas primárias em idades muito baixas. A Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (ABEF) apresenta, em seu Manual de Execução de Fundações e Geotecnia, as especificações sugeridas para o concreto das estacas secantes, como relacionado abaixo:

- Resistência a compressão (f_{ck}): 20 MPa
- Consumo mínimo de cimento: 400 Kg/m³
- Agregados: areia passada pela peneira #200 ≥500 Kg/m³
- Slump test.: 28±2 cm
- Slump flow: 32±2 cm
- Fator água / cimento: entre 0,53 e 0,56

Recomenda-se, ainda, no referido manual, adotar cimento CP II com aditivos superfluidificantes e retardadores de pega, garantindo que o tempo de início de pega seja superior a 3,0 horas. A sequência executiva sugerida pode ser visualizada na Figura 2-8.

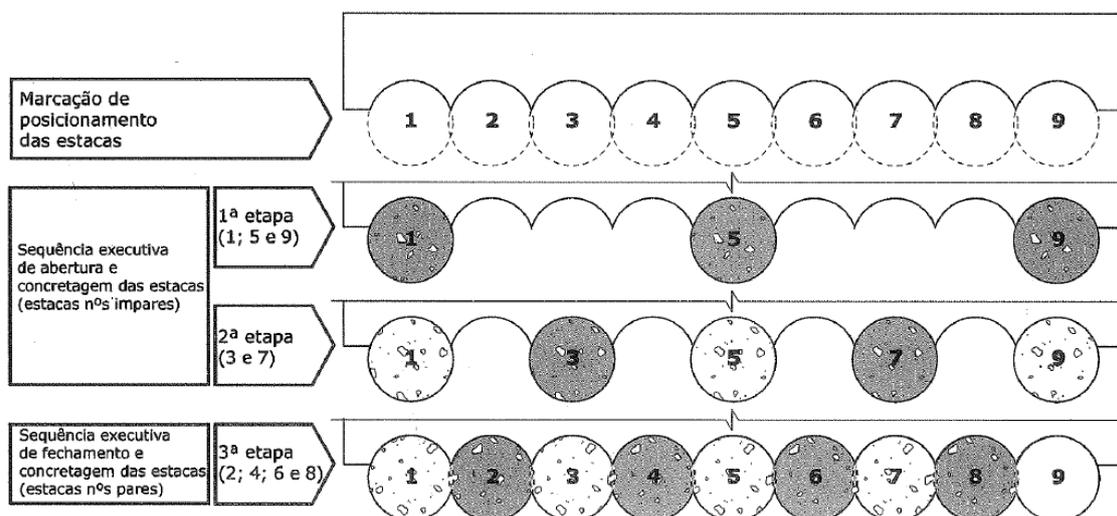


Figura 2-8: Sequência executiva sugerida (ABEF, 2012).

2.1.3 Armadura

Em geral, as estacas primárias não são armadas, enquanto as secundárias são dimensionadas para suportar os esforços de flexão oriundos do maciço de terra. A inserção de armaduras nas estacas primárias pode interferir no processo de corte das mesmas por ocasião da execução das estacas de fechamento. Contudo, em alguns casos, adotam-se armaduras tanto nas estacas primárias como nas secundárias com a finalidade de distribuir melhor os esforços de flexão ao longo de toda cortina, na tentativa de evitar o aparecimento de fissuras.

Segundo SANGLARD (2014), as armaduras podem ser constituídas de barras de aço com estribos soldados e/ou constituídas de perfis metálicos laminados, sendo os mais utilizados no mercado os perfis da série W200, W250 e W310. Ao se utilizar perfis metálicos deve-se ter especial cuidado com sua verticalidade e centralização na estaca. Além disso, os perfis metálicos apresentam propriedades diferentes dependendo do seu posicionamento, devendo, então, ser seguida rigorosamente a posição especificada em projeto. Para garantir sua correta locação, segundo SANGLARD (2014), emprega-se o elemento chamado “centralizador”, como ilustrado na Figura 2-9.



Figura 2-9: Centralizador (FLEURY 2012, apud SANGLARD 2012).

2.1.4 Finalização do processo

Após a execução das estacas prossegue-se com a construção da viga de coroamento, e, após o ganho de resistência previsto em projeto, inicia-se o processo de escavação. Caso seja especificado em projeto, realiza-se o rebaixamento do lençol e serviços de execução de apoios intermediários através de tirantes ou sistemas de escoramento.

2.1.5 Características gerais – Vantagens e Desvantagens

A metodologia executiva de cortinas de contenção em estacas secantes apresenta vantagens quando comparada a outros tipos de contenção. Sua geometria proporciona, como resultado, um anteparo de contenção contínuo e estanque, viabilizando sua execução com níveis de água elevados.

Devido ao seu processo executivo, as estacas secantes também apresentam uma alta produtividade, que pode variar de 50 m³ a 80 m³ por dia (SANGLARD E SANTOS, 2014), característica esta, que pode viabilizar a escolha dessa concepção. O equipamento requerido é de pequeno porte, facilitando os serviços em locais com pouco espaço e permitindo também uma rápida mobilização e desmobilização dos mesmos.

O processo executivo dispensa o uso de lama betonítica para a estabilização da escavação, com isso não se torna necessária a instalação de centrais de lama, assim como não há preocupação com o descarte final da lama utilizada nas escavações. Assim, o processo torna-se mais rápido e limpo em comparação com a construção de paredes diafragmas de concreto e outras estruturas escavadas que necessitam da estabilização da cava.

A perfuratriz das estacas secantes permite a execução de contenções muito próximas às divisas, chegando a distâncias de até 7 centímetros como ilustrado na Figura 2-10. A ausência de vibrações no processo executivo também constitui vantagem frente a outros métodos, como estacas pranchas cravadas ou vibro prensadas.



Figura 2-10: Execução de estaca junto à divisa (FLEURY, 2012, apud SANGLARD, 2014).

Em termos de custos, esta solução se apresenta mais desvantajosa em relação a outros tipos de contenção em estacas devido ao maior número de elementos a serem executados. Segundo SANGLARD e SANTOS (2014), no processo de lançamento dos perfis metálicos ou armaduras em aço CA-50, dificuldades podem ser encontradas devido à perda d'água do concreto e/ou quando este possui consistência inadequada, proporcionando grande resistência à inserção dos elementos.

2.2 Ações horizontais em cortinas de contenção

Estruturas de contenção resistem essencialmente aos esforços horizontais provenientes dos maciços de terra, sendo estes esforços denominados empuxos de terra. Os esforços oriundos da presença de água também devem ser considerados. Nesta seção serão abordados os conceitos básicos para compreender e determinar essas ações segundo as teorias propostas por COULOMB (1776) e RANKINE (1857).

As tensões efetivas horizontais e verticais relacionam-se através de um coeficiente de proporcionalidade denominado coeficiente de empuxo. Partindo deste princípio, as

tensões efetivas horizontais (σ'_h) são calculadas em função das tensões verticais efetivas (σ'_v) do solo, conforme a equação (1).

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v \quad (\text{Para solos normalmente adensados}) \quad (1)$$

Os coeficientes de empuxo são classificados conforme a tendência de movimentação do anteparo resistente em relação ao maciço de terra. Denomina-se empuxo no repouso aquele que se desenvolve quando não há deslocamentos relativos entre a estrutura e a massa de solo, ficando estes em um equilíbrio estável, sem nenhuma deformação na estrutura interna do solo e sem o desenvolvimento de tensões de cisalhamento no maciço de terra (deformação horizontal é nula).

O valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) pode ser estimado a partir da equação (2), oriunda da Teoria da Elasticidade. Alternativamente, para areias e argilas normalmente adensadas, utiliza-se a proposta de JAKY (1944), reproduzida na equação (3).

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}; \quad (K_0 \leq 1,0) \quad (2)$$

Onde ν é o coeficiente de Poisson do solo.

$$K_0 = 1 - \text{sen}^2 \phi' \quad (\text{Para areias e argilas normalmente adensadas}) \quad (3)$$

Assim tem-se a equação para as tensões horizontais efetivas no repouso.

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (\text{Para areias e argilas normalmente adensadas}) \quad (4)$$

2.2.1 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine para empuxo de terra se baseia no estado de equilíbrio das tensões internas e externas do maciço terroso a ser contido. Seguem as principais premissas do método:

- Solos considerados homogêneos em todo seu espaço semi-infinito.
- Solo isotrópico.
- A ruptura ocorre simultaneamente em todos os pontos da superfície de ruptura.
- A ruptura ocorre sob a condição de estado plano de deformações.
- Não há atrito entre o solo e o paramento vertical, ou seja, não há mobilização da resistência de contato solo-muro.

- Terraplino na horizontal.
- Parede da estrutura de contenção na vertical.

Conforme exposto por TERZAGHI, PECK E MESRI (1996), a rugosidade na interface entre o solo e a estrutura de contenção induz um decréscimo das pressões ativa e um acréscimo nas pressões passiva. A não consideração do atrito entre o solo e o paramento vertical, portanto, leva a resultados mais conservativos, a favor da segurança, uma vez que o empuxo ativo é o principal esforço desestabilizante para estruturas de contenção, e, em contrapartida, as pressões passivas são responsáveis, em muitos casos, pela estabilização da estrutura.

O método de Rankine admite-se a formação de uma cunha de ruptura no estado limite de plastificação do solo, no estado ativo ou passivo, a depender da natureza dos deslocamentos desenvolvidos entre o solo e a estrutura de suporte. Quando o deslocamento é no sentido de afastamento da massa de solo, pode-se atingir um estado em que há mobilização, ao longo da superfície de ruptura, de toda a resistência ao cisalhamento disponível, entrando assim, segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), em um estado de equilíbrio plástico. Ainda segundo os autores, esse afastamento proporciona um alívio das tensões horizontais sem que haja alteração nas tensões verticais. A partir do estado de equilíbrio plástico, em uma condição ativa, por mais que o movimento de afastamento cresça, não é possível reduzir ainda mais o valor da tensão horizontal.

O plano de ruptura faz com a horizontal um ângulo θ_a , formando juntamente com o terraplino e a superfície da estrutura de contenção uma zona passível de movimento chamada cunha instável, ou, Zona Ativa de Rankine (denominado assim após o desenvolvimento original da teoria de Rankine (1857)), conforme ilustrado na Figura 2-11b.

Ocorrendo o deslocamento no sentido oposto, ou seja, no sentido de compressão da massa de solo, este movimento terá que vencer todo o peso do solo da região da cunha instável, além de mobilizar toda a resistência ao cisalhamento. O solo, neste caso terá uma ação passiva, sendo o equilíbrio alcançado em uma condição passiva. Assim como no estado ativo, o plano de ruptura faz com a horizontal um ângulo de θ_p , formando uma cunha instável, neste caso chamada de Zona Passiva de Rankine, conforme ilustra a Figura 2-11a.

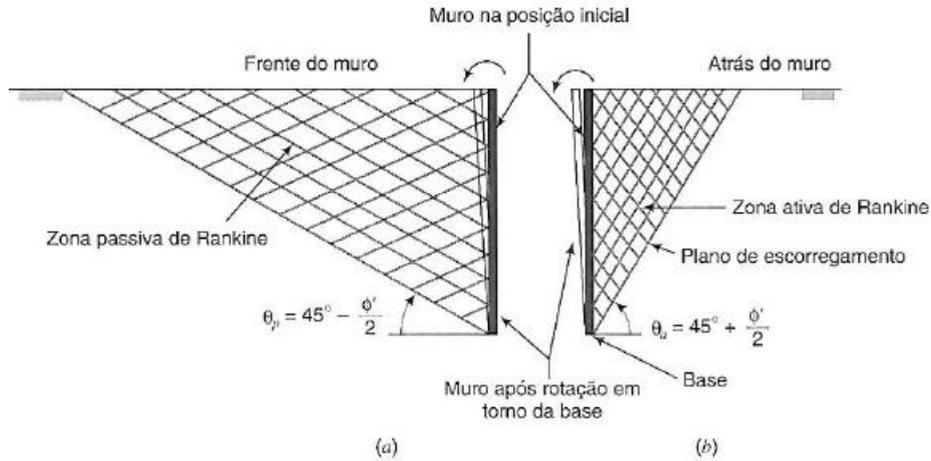


Figura 2-11: Planos de ruptura passivo(a) e ativo (b) (BUDHU, 2015).

Uma questão importante é a magnitude dos movimentos laterais para que haja a mobilização dos estados de equilíbrio plástico ativo e passivo. Segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), o afastamento necessário para tal mobilização depende da estratigrafia local e do caminho de tensões. Segundo os autores citados, em geral, para atingir-se o estado ativo são necessários afastamentos da ordem de 0,1% a 0,4% da altura do muro. Para o estado passivo, como já esperado, os deslocamentos necessários são significativamente maiores, tendo ordem de 1% a 4% da altura do muro. A Figura 2-12 apresenta uma variação típica do coeficiente de empuxo em muro rígido em relação ao movimento lateral e a altura da retro área.

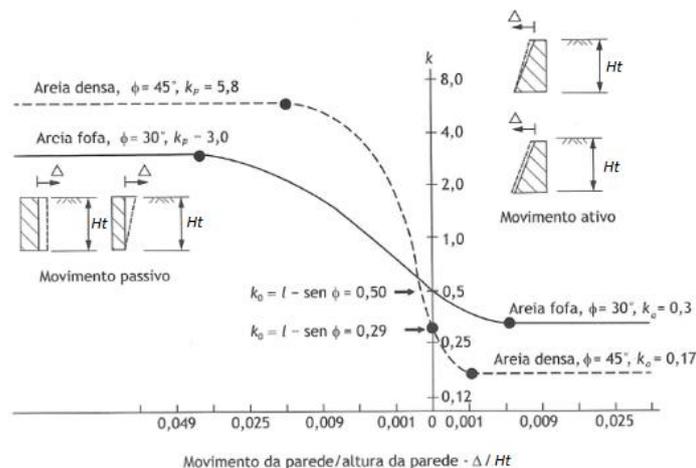


Figura 2-12: Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento de translação do muro (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

A variação dos estados ativo, passivo e repouso, podem ser observados com o auxílio dos círculos de Mohr ilustrados na Figura 2-13. Partindo da tensão efetiva vertical σ'_v ($\gamma.z$) e da tensão efetiva horizontal σ'_h ($K_0.\gamma.z$) no repouso, obtém-se o círculo 1, correspondente ao estado de repouso. Quando ocorre o deslocamento no sentido de afastamento, como explicado anteriormente, a tensão horizontal principal decresce sem a alteração da tensão vertical principal até a caracterização do estado de equilíbrio plástico, ou seja, até que o círculo tangencie a envoltória de Mohr-Coulomb, aqui representada para solos arenosos. Assim fica caracterizado o estado ativo ($K_a.\gamma.z$), representado pelo círculo 2.

Segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), quando o deslocamento vai de encontro ao maciço, ocorrerá um aumento na tensão horizontal principal. Com o avanço dos deslocamentos, ainda segundo os autores citados, a tensão principal horizontal se torna maior que a tensão principal vertical, progredindo até que o círculo de Mohr tangencie a envoltória de Mohr-Coulomb, caracterizando o estado passivo de equilíbrio plástico, representado na Figura 2-13 pelo círculo de número 3.

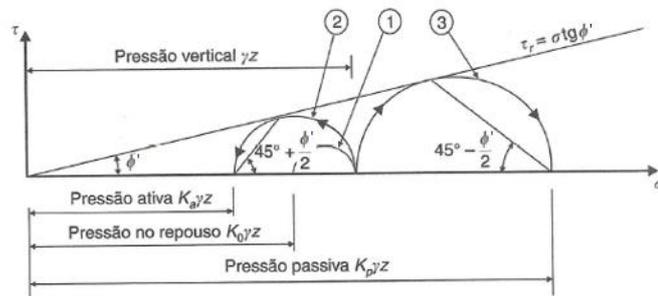


Figura 2-13: Círculo de Mohr para os estados de repouso, ativo e passivo (CAPUTO, 2017).

Nota-se que o plano de ruptura no estado ativo está orientado segundo um ângulo de $\theta_a = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$, assim como no estado passivo o plano de ruptura está orientado segundo um ângulo de $\theta_a = 45^\circ - \frac{\phi'}{2}$.

Em resumo, os três estados podem ser caracterizados segundo seus deslocamentos relativos conforme ilustrado na Figura 2-14.

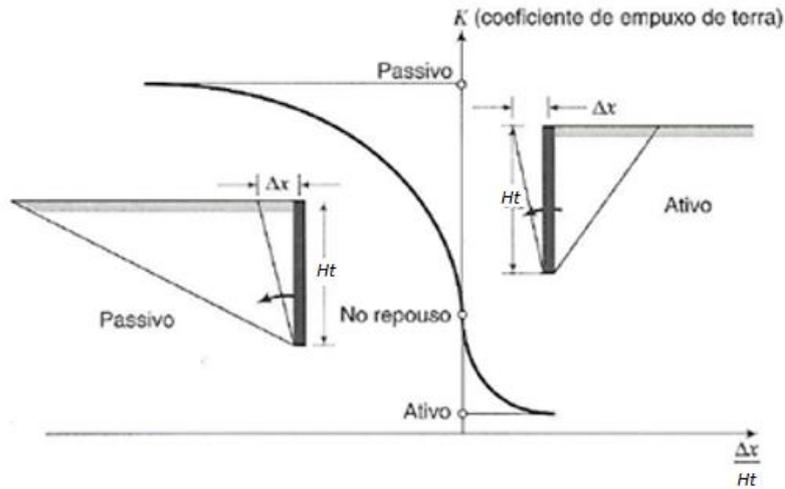


Figura 2-14: Mobilização dos estados ativo, passivo e repouso. (Adaptado de BUDHU, 2015).

A razão entre a tensão efetiva horizontal e vertical no caso ativo é:

$$K_a = \frac{\sigma'_{a,h}}{\sigma'_{a,v}} = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5)$$

Onde K_a , é denominado coeficiente de empuxo ativo. Analogamente ao caso ativo, a razão entre a tensão efetiva horizontal e vertical no caso passivo é:

$$K_p = \frac{\sigma'_{p,h}}{\sigma'_{p,v}} = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (6)$$

Onde K_p , é denominado coeficiente de empuxo passivo.

É válido ressaltar que esta formulação é válida para casos com terrapleno na horizontal e ângulo de atrito solo/muro igual a zero, como destacam as premissas do método de Rankine.

O diagrama de tensões efetivas horizontais para um meio homogêneo e seco pode ser observado na Figura 2-15. A variação de tensões horizontais é linear e o valor do empuxo pode ser obtido pela integração das tensões ao longo da altura do diagrama. As equações abaixo apresentam a formulação geral para empuxos de terra, tendo em vista que para solos arenosos a parcela relativa ao intercepto de coesão (c) é muito pequena, podendo ser desconsiderada.

$$E_a = \int_0^{H_t} (K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}) \cdot dz$$

$$E_a = \int_0^{H_t} (K_a \cdot \gamma' \cdot H_t - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}) \cdot dz = \frac{\gamma' \cdot H_t^2 \cdot K_a}{2} - 2 \cdot c' \cdot H_t \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{Empuxo ativo}) \quad (7)$$

$$E_p = \int_0^{H_t} (K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}) \cdot dz$$

$$E_p = \int_0^{H_t} (K_p \cdot \gamma' \cdot H_t - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}) \cdot dz = \frac{\gamma' \cdot H_t^2 \cdot K_p}{2} + 2 \cdot c' \cdot H_t \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{Empuxo passivo}) \quad (8)$$

Onde: γ' é o peso específico do solo

H_t é a altura do trecho escavado.

c' é o intercepto de coesão.

K_a é o coeficiente de empuxo ativo.

K_p é o coeficiente de empuxo passivo.

A Figura 2-15 ilustra o diagrama de tensões horizontais passivas (do lado esquerdo) e ativas (do lado direito) para o caso de solos arenosos. Nesta figura, E_a e E_p indicam a resultante ativa e passiva, respectivamente.

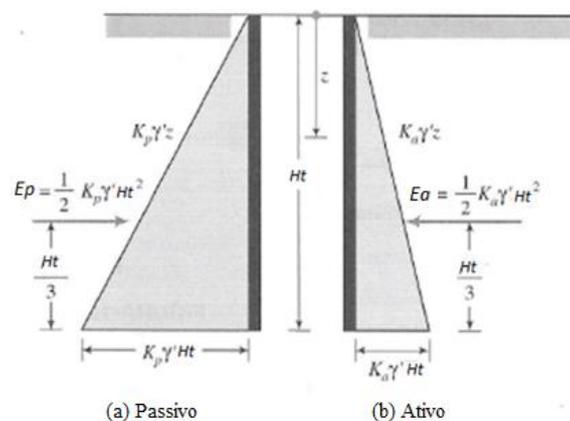


Figura 2-15: Diagrama de pressões horizontais. (a) Passivo (b) ativo. (Adaptado de BUDHU, 2015).

2.2.2 Teoria de Coulomb

Desenvolvida anteriormente à teoria de RANKINE (1857), a teoria de COULOMB (1776) assume que a superfície de ruptura é plana formando uma cunha de ruptura, em equilíbrio com reação do solo e a reação do anteparo de contenção.

A Figura 2-16a, reproduzida de CHANG-YU-OU (2006), ilustra um muro de contenção onde ϕ' é o ângulo de atrito do solo e δ representa o ângulo de atrito entre a superfície do muro e o solo. A cunha de ruptura é representada pelo segmento BC e está orientada com a horizontal segundo um ângulo α . A Figura 2-16b ilustra o polígono formado pelo peso da cunha de ruptura (w), pela reação do solo (R) e pela reação da estrutura de contenção (E_a). Para o estado ativo, a orientação de E_a e R são assumidas conforme a tendência de movimento da estrutura para o sentido oposto ao do maciço contido e pela tendência de deslizamento para baixo da superfície de ruptura.

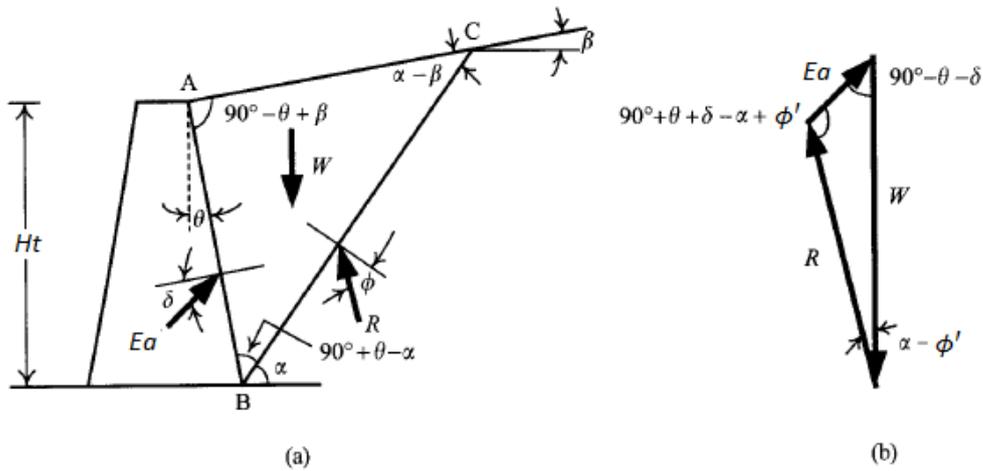


Figura 2-16: Diagrama de corpo livre para o empuxo ativo de Coulomb. (Adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).

Aplicando a lei dos senos no polígono da Figura 2-16b, tem-se:

$$\frac{w}{\text{sen}(90^\circ + \theta + \delta - \alpha + \phi')} = \frac{E_a}{\text{sen}(\alpha - \phi')} \quad (9)$$

$$E_a = \frac{W \cdot \text{sen}(\alpha - \phi')}{\text{sen}(90^\circ + \theta + \delta - \alpha + \phi')} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_t^2 \cdot \left[\frac{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\theta - \beta) \cdot \text{sen}(\alpha - \phi')}{\cos^2 \theta \cdot \text{sen}(\alpha - \beta) \cdot \text{sen}(90^\circ + \theta + \delta - \alpha + \phi')} \right] \quad (10)$$

Na expressão (10), a única variável é representada por α , a qual representa a inclinação do plano de ruptura assumido. A angulação crítica do plano de ruptura é dada pela expressão (11).

$$\frac{dE_a}{d\alpha} = 0 \quad (11)$$

Substituindo o valor crítico de α na expressão 10, é obtido o empuxo ativo.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_t^2 \cdot K_{a,c} \quad (12)$$

Onde $K_{a,c}$ é o coeficiente de empuxo ativo de Coulomb.

$$K_{a,c} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \frac{\{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \cdot \text{sen}(\phi' - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\theta - \beta)}\}^{1/2}}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\theta - \beta)} \right]^2} \quad (13)$$

Analogamente ao empuxo ativo, a Figura 2-17 ilustra a situação representada para o empuxo passivo. Para o estado passivo, a orientação de E_a e R são assumidas conforme a tendência de movimento da estrutura para o sentido do maciço contido e pela tendência de deslizamento para cima da superfície de ruptura. O empuxo passivo é dado pela expressão (14)

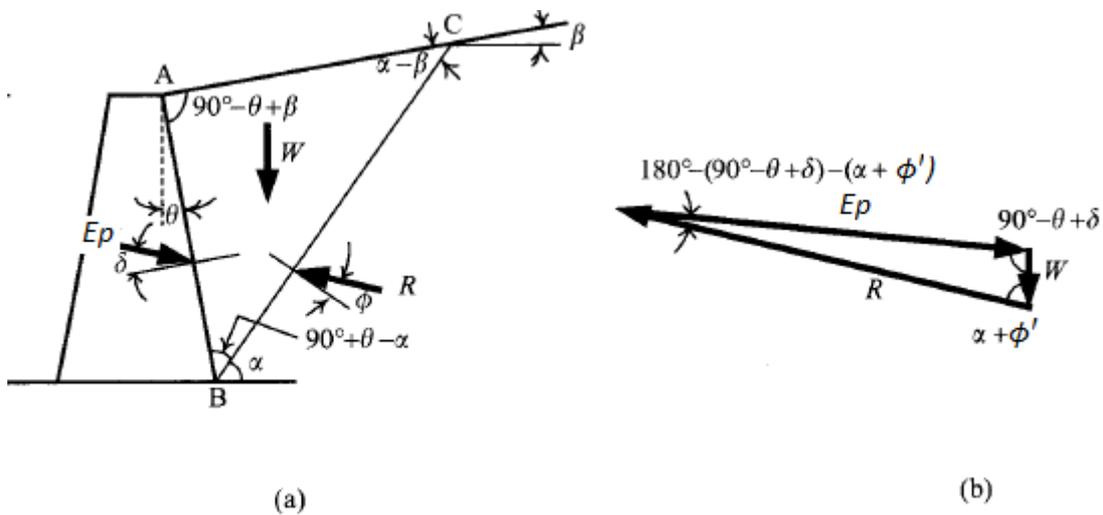


Figura 2-17: Diagrama de corpo livre para o empuxo passivo de Coulomb. (Adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_t^2 \cdot K_{p,c} \quad (14)$$

Onde $K_{p,c}$ é o coeficiente de empuxo passivo de Coulomb.

$$K_{p,c} = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[1 - \frac{\{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \cdot \text{sen}(\phi' + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}\}^{1/2}}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad (15)$$

Pode ser observado nas expressões (13) e (15) que para valores de $\beta = 0$ e $\delta = 0$ o resultados coincidem com a teoria de Rankine.

Conforme exposto por CHANG-YU-OU (2006), a consideração do atrito entre o solo e a estrutura de contenção faz com que os planos de ruptura apresentem curvatura tanto no estado ativo quanto no estado passivo. A Figura 2-18 ilustra que o plano de ruptura

assumido por Coulomb para o estado ativo é semelhante à superfície de ruptura real. Em contrapartida, para o estado passivo, o plano de ruptura e a superfície real de ruptura se apresentam divergentes. Segundo o autor citado, quanto menor o ângulo de atrito solo-muro, mais semelhante a um plano a superfície de ruptura se torna.

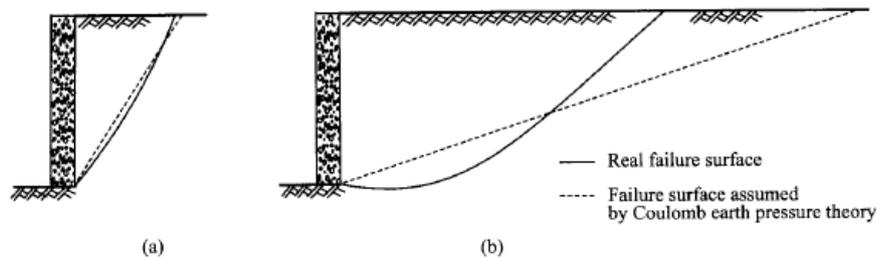


Figura 2-18: Superfície de ruptura real e superfície de ruptura assumida pela teoria de Coulomb. (a) Condição ativa e (b) Condição passiva (Adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).

A consideração da natureza do empuxo (ativo, passivo ou no repouso) no dimensionamento de cortinas de contenção, é, muitas vezes, norteadas pela magnitude das deformações da estrutura. HACHICH et al. (1998), expõe que as teorias clássicas de Rankine e Coulomb são aplicáveis principalmente em situações que haja a completa mobilização do estado de equilíbrio limite (i.e. estado de ruptura do solo). O alcance desta condição implica o surgimento de deformações suficientes para tal mobilização (ver Tabela 2-3). Os métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, no entanto, consideram a plastificação parcial do solo (i.e. regime elastoplástico), o que possibilita a obtenção de empuxos de terra relativos as deformações ocorridas. A adoção na prática dos métodos clássicos de determinação do empuxo de terra requer o emprego de um fator de compatibilização entre as cargas calculadas e a hipótese da não mobilização completa do estado de equilíbrio plástico.

Outro aspecto importante a ser considerado na escolha da natureza do empuxo quando da utilização dos métodos clássicos de dimensionamento, diz respeito as condições de contorno da escavação. A Tabela 2-4 reúne algumas sugestões para situações onde há a presença de estruturas vizinhas as escavações. Tais recomendações foram utilizadas nas escavações iniciais do metrô do Rio de Janeiro, podendo ainda serem tomadas como referência na falta de orientação específica.

Tabela 2-3: Deformações mínimas para mobilização de estados plásticos (Adaptado de HACHICH et al. (1998))

Solo	Estado	Movimento	(δ/H) mínimo %
Areia	Ativo	Translação	0,1
		Rotação	0,1
	Passivo	Translação	5
		Rotação	>10
Argila	Ativo	Translação	0,4
		Rotação	0,4

Tabela 2-4: Orientações de projeto (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Coefficiente de Empuxo K	Deslocamentos Admissíveis	Condições
K_a	$>0,002H$	Prédios afastados ou que sofrem influência pequena
$2/3.K_a + 1/3.K_0$	$<0,002H$	Prédios nas vizinhanças, mas pouco sensíveis aos deslocamentos
$(K_a + K_0)/2$	$<0,002H$	Prédios sensíveis aos deslocamentos
$2/3.K_0 + 1/3.K_a$	$<0,002H$	Prédios muito sensíveis aos deslocamentos
K_0	Peq.	Prédios importantes

2.2.3 Acréscimo de tensões horizontais devido a sobrecargas na superfície

Segundo CHANG-YU-OU (2006), os carregamentos na superfície induzem acréscimos de tensões ativas e passivas na estrutura de contenção. Para distribuições de cargas uniformes, as tensões ativas e passivas podem ser determinadas como apresentado na Figura 2-19.

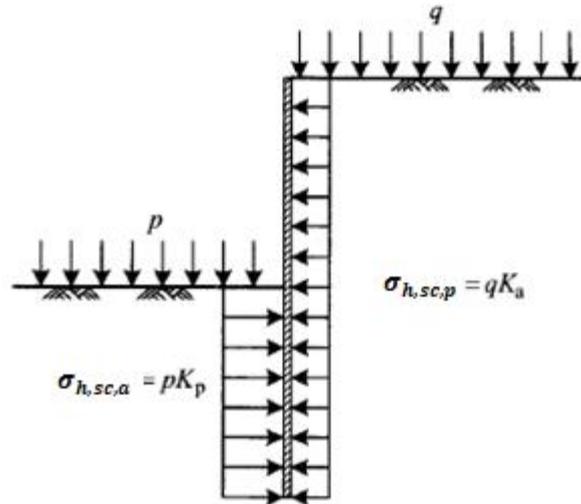


Figura 2-19: Pressão lateral produzida por carga uniformemente distribuída (CHANG-YU-OU, 2006).

Quando a sobrecarga é pontual, a distribuição de pressões horizontais junto ao anteparo de contenção pode ser determinada, como apresentado por CHANG-YU-OU (2006), em termos das variáveis m e n , como apresentado na Figura 2-20.

Para $m \geq 0,4$

$$\sigma_{h,sc} = \frac{0,28 \cdot Q_p}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16+n^2)^3} \quad (16)$$

Para $m < 0,4$

$$\sigma_{h,sc} = \frac{1,77 \cdot Q_p}{H^2} \cdot \frac{m^2 \cdot n^2}{(m^2+n^2)^3} \quad (17)$$

Onde: $\sigma_{h,sc}$ é o acréscimo de tensão horizontal devido à sobrecarga

Q_p é a carga pontual na superfície

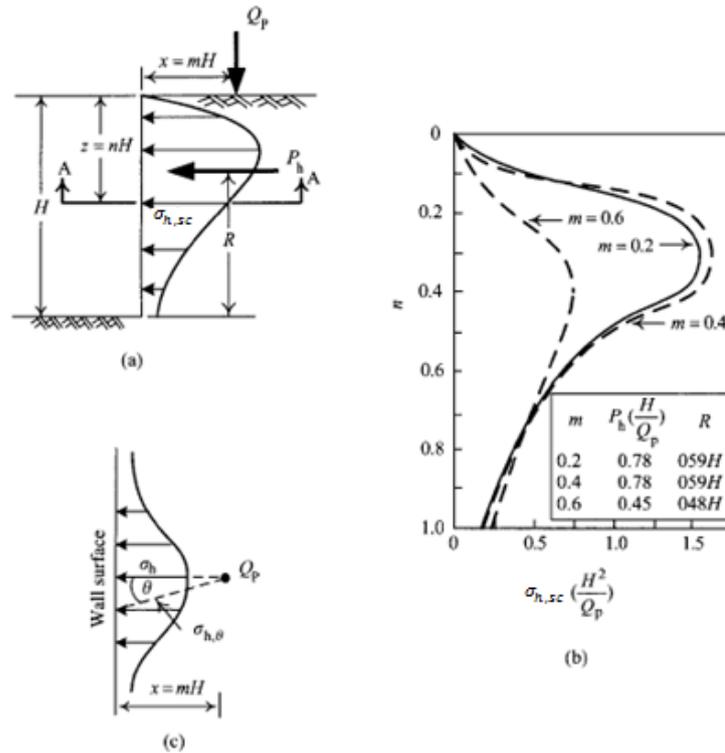


Figura 2-20: Acréscimo de tensões horizontais para uma carga pontual na superfície (CHANG-YU-OU, 2006).

A Figura 2-20a, apresenta a distribuição de pressões horizontais em um paramento vertical, sendo P_h a resultante do diagrama e R indica a posição do seu ponto de aplicação. A Figura 2-20b apresenta a variação do diagrama para valores de m iguais a 0,2, 0,4 e 0,6. É possível observar que para cargas pontuais com valores de m menores que 0,4 (cargas próximas à face do anteparo vertical), a distribuição de pressões sofre pouca variação. A Figura 2-20c apresenta a vista em planta das pressões, sendo $\sigma_{h,\theta}$ dado pela expressão (18).

$$\sigma_{h,\theta} = \sigma_h \cdot \cos^2(1,1\theta) \quad (18)$$

Para cargas lineares aplicadas na superfície, o acréscimo de tensões horizontais pode ser estimado pelas expressões abaixo:

Para $m \leq 0,4$

$$\sigma_{h,sc} = \frac{0,203 \cdot Q_l}{H} \cdot \frac{n}{(0,16+n^2)^2} \quad (19)$$

Para $m > 0,4$

$$\sigma_{h,sc} = \frac{1,28 \cdot Q_l}{H} \cdot \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (20)$$

Sua resultante é dada por:

$$P_h = \frac{0,64 \cdot Q_l}{(m^2 + 1)} \quad (21)$$

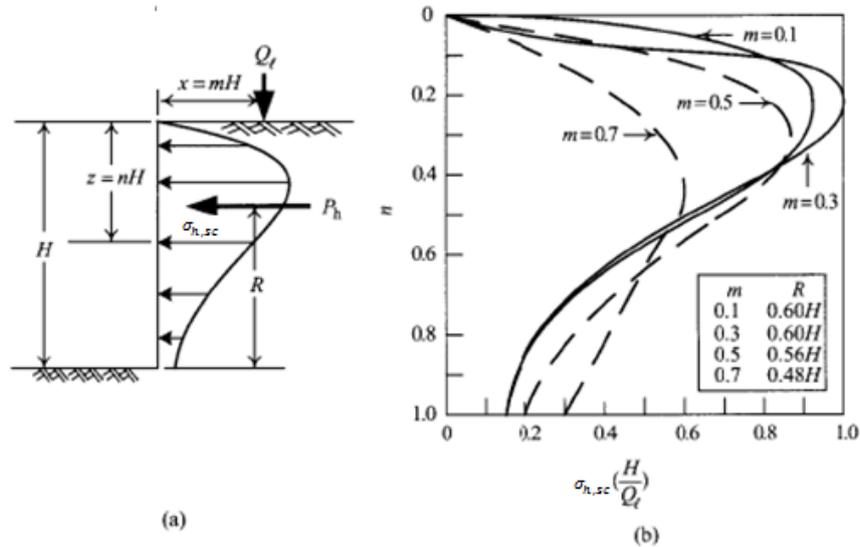


Figura 2-21: Acréscimo de tensões horizontais para uma carga linear na superfície (CHANG-YU-OU, 2006).

A Figura 2-21a apresenta a distribuição de pressões horizontais para uma carga distribuída linearmente na superfície. A Figura 2-21b apresenta variadas distribuições de pressões para cargas aplicadas a diferentes distâncias do anteparo.

Por fim, para cargas distribuídas uniformemente em um determinado trecho da superfície, a distribuição de pressões é dada pela expressão (22) e ilustrado na Figura 2-22.

$$\sigma_{h,sc} = \frac{2 \cdot Q_s}{H} \cdot (\beta - \sin\beta \cdot \cos 2\alpha) \quad (22)$$

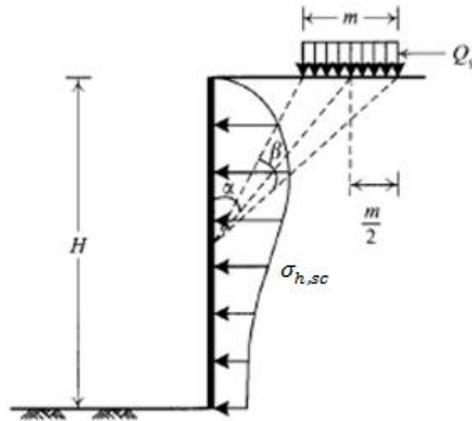


Figura 2-22: Acréscimo de tensões horizontais para cargas distribuídas em um trecho da superfície (CHANG-YU-OU, 2006).

2.3 Considerações sobre o cálculo da ficha

Serão abordados neste item os métodos para a determinação da ficha, comprimento embutido necessário para alcançar o equilíbrio de cortinas de contenção em balanço. Este tipo de cortina possui uma boa relação custo-benefício quando se tratam de escavações de pequena profundidade, em geral da ordem de 4,0 m, ou de fases iniciais de contenções profundas, antes da execução de estroncas ou tirantes.

Conceitualmente, segundo HACHICH et al. (1998), este tipo de cortina sofre o efeito do empuxo ativo em todo o trecho escavado, considerando-se que sempre haverá deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. Admite-se que ocorra uma rotação em torno de um ponto abaixo do nível escavado, dividindo a massa do solo em zonas ativas e zonas passivas, conforme ilustrado na Figura 2-23.

No lado onde são processados os serviços de escavação, o empuxo passivo é mobilizado a partir do nível escavação, estendendo-se até o ponto de rotação, onde ocorre a inversão do estado passivo para o ativo. No lado oposto, supõe-se a inversão, no ponto de rotação, do estado ativo para o passivo. A estabilidade é alcançada pela determinação do comprimento abaixo do nível escavado que permita que as reações passivas se equilibrem com as ativas. Este comprimento embutido é denominado ficha. A soma algébrica nas pressões ativas e passivas abaixo do ponto de rotação é designado por empuxo contra passivo.

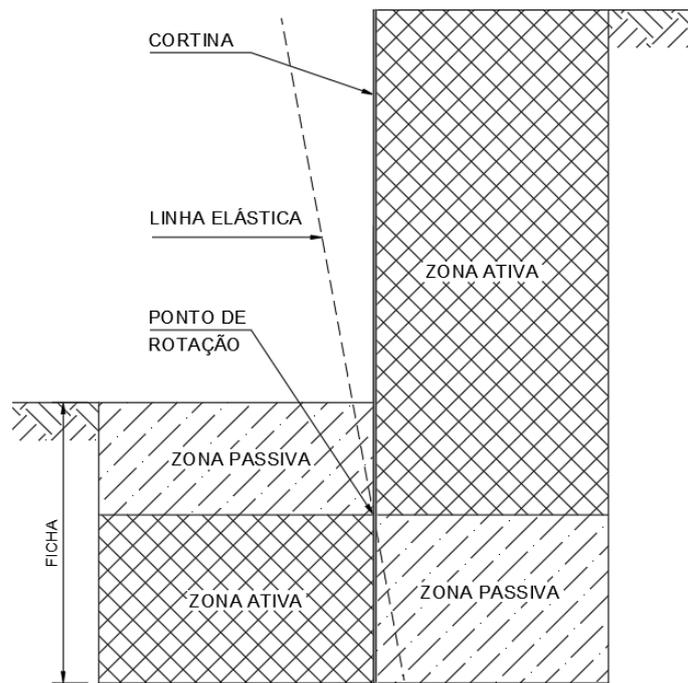


Figura 2-23: Regiões ativas e passivas em cortinas em balanço (Representação para cortinas infinitamente rígidas).

Segundo EHRLICH (1987), as condições de análises de escavações estão relacionadas ao tempo e à dissipação da pressão neutra no solo. Segundo o autor citado, se consideradas escavações instantâneas, o maciço de solo se comportaria em uma condição de solicitação não drenada. Caso contrário, se o tempo de escavação é infinitamente longo, o solo estaria em uma condição perfeitamente drenada. Na prática, em escavações em areias e/ou pedregulhos considera-se sempre condições drenadas de análise.

A Figura 2-24, apresentada por BISHOP & BJERRUM (1960), ilustra curvas típicas de poropressão e do fator de segurança ao longo do tempo para o caso de escavações em substratos argilosos. Pode ser observado que para solos argilosos a condição crítica de análise se dá sempre a longo prazo, após ter havido a equalização da pressão neutra (menores fatores de segurança). EHRLICH (1987) frisa que, para solos argilosos, a condição não-drenada mantém-se por curto período de tempo, e ainda, salienta que a dissipação de poropressão pode se tornar mais acentuada caso haja lentes de solos arenosos e/ou siltosos no maciço. O autor ressalta que análises não-drenadas em substratos argilosos, na prática, constitui um problema de definição da velocidade mínima de dissipação de poropressão para qual a hipótese seja válida.

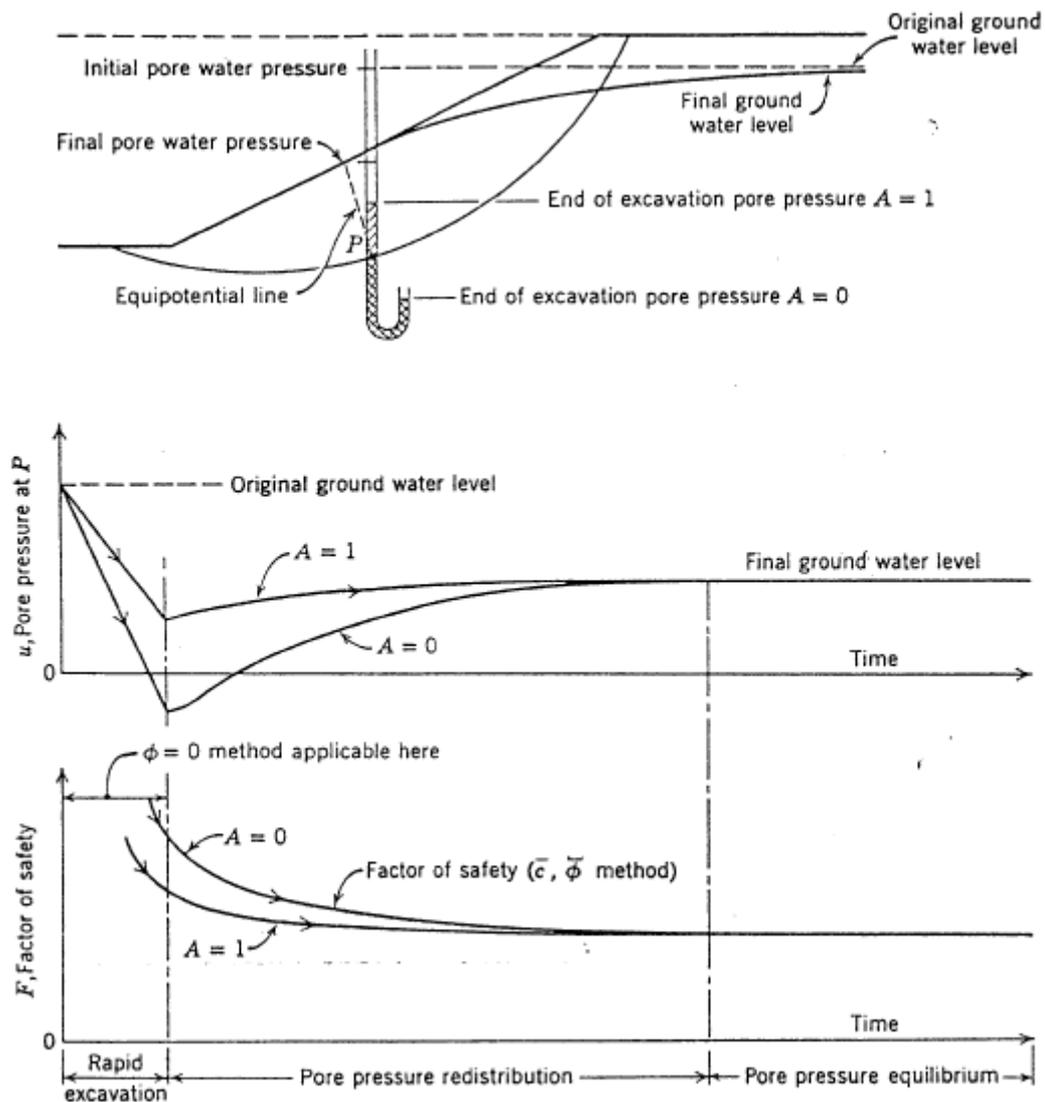


Figura 2-24: Evolução da dissipação da pressão neutra e do fator de segurança com o tempo em escavações em depósitos argilosos (BISHOP & BJERRUM, 1960, apud EHRlich, 1987)

Segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), a rotação da estrutura de contenção resulta na formação de zonas de empuxos não lineares, como pode ser observado na Figura 2-25a. Na determinação da ficha pelos métodos analíticos, esta distribuição é simplificada para uma distribuição linear, como ilustrado na Figura 2-25b. Segundo HACHICH et al. (1998), para a determinação da ficha mínima a distribuição de pressões deve ser considerada triangular ou simplificada, como apresentado na Figura 2-25b.

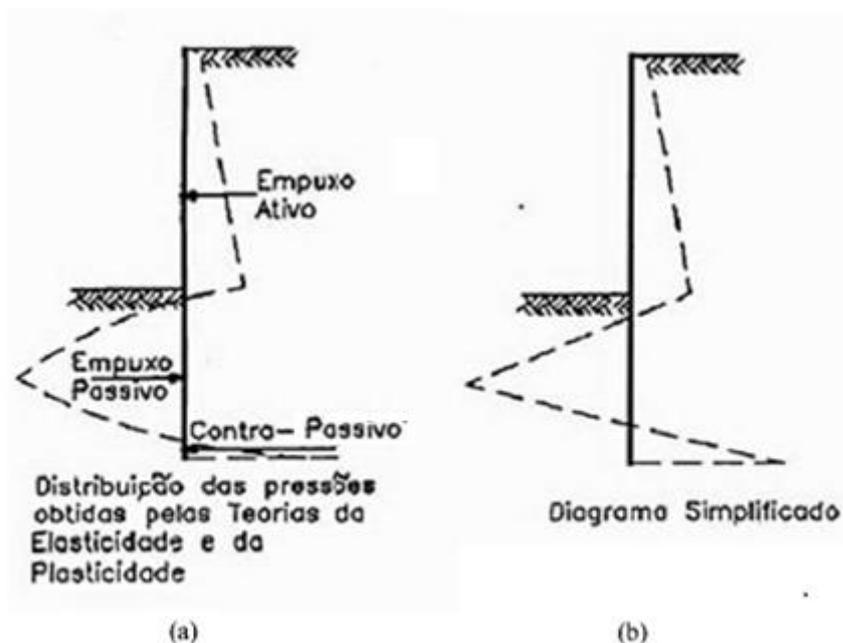


Figura 2-25: (a) Distribuição não linear de pressões; (b) distribuição linear simplificada de pressões (Adaptado de HACHICH et al. ,1998).

A ficha pode ser determinada com base em dois métodos. O primeiro, denominado como método convencional, considera o diagrama de tensões obtido pela teoria de Rankine atuando ao longo de toda a extensão da cortina. O segundo método, denominado método simplificado, considera as tensões horizontais abaixo do ponto de rotação substituídas por uma força equivalente, como mostrado com mais detalhes nos itens que seguem.

2.3.1 Método convencional

O método convencional consiste na determinação do diagrama de tensões horizontais ao longo da cortina de contenção e a partir das equações de equilíbrio, determina-se o comprimento de embutimento necessário para estabilizar a estrutura.

Para a abordagem do método foi admitido um terreno com estratigrafia predominantemente arenosa, considerando, portanto, análises em termos de tensões efetivas, e sem a presença de água, assim, não serão analisados, neste momento, os efeitos causados pelo eventual fluxo de água ou pelo efeito hidrostático do lençol freático. A Figura 2-26 ilustra a situação aqui demonstrada.

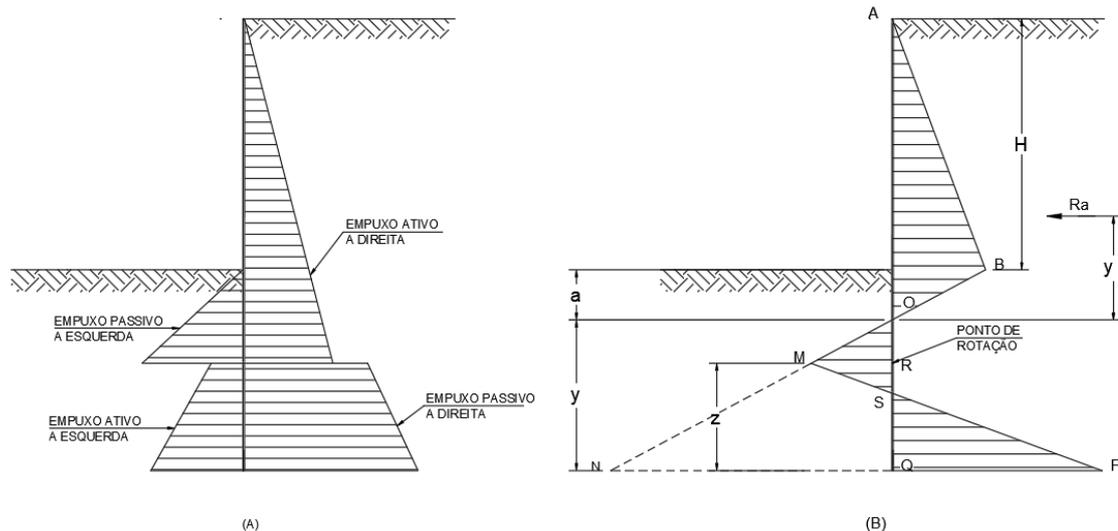


Figura 2-26: (A) Diagrama de pressões ativas e passivas; (B) Diagrama resultante de pressões.

Como principais etapas para a determinação da ficha destacam-se:

- Cálculo do empuxo ativo na base da escavação, ponto (B).

$$\sigma'_{a,h(B)} = \gamma \cdot H \cdot K_a \quad (23)$$

Sendo γ o peso específico do solo, H a altura do trecho escavado, conforme indicado na Figura 2-26, e K_a o coeficiente de empuxo ativo.

- Cálculo do empuxo no ponto (N), considerando a distribuição passiva a esquerda e ativa a direita

$$\sigma'_{p,h(N)} = \sigma'_{p,h(BASE A ESQ.)} - \sigma'_{a,h(BASE A DIR.)} \quad (24)$$

$$\sigma'_{p,h(BASE A ESQ.)} = (a + y) \cdot \gamma \cdot K_p \quad (25)$$

$$\sigma'_{a,h(BASE A DIR.)} = \gamma \cdot H \cdot K_a + (a + y) \cdot \gamma \cdot K_a \quad (26)$$

$$\sigma'_{p,h(N)} = (a + y) \cdot \gamma \cdot (K_p - K_a) - \gamma \cdot H \cdot K_a \quad (27)$$

- Considerando a inversão de pressões no ponto de rotação (R), determina-se as tensões em (P), adotando as tensões passivas a direita e ativas a esquerda.

$$\sigma'_{p,h(P)} = \sigma'_{p,h(BASE A DIR.)} - \sigma'_{a,h(BASE A ESQ.)} \quad (28)$$

$$\sigma'_{p,h(BASE A DIR.)} = (H + a + y) \cdot \gamma \cdot K_p \quad (29)$$

$$\sigma'_{a,h(BASE A ESQ.)} = (a + y) \cdot \gamma \cdot K_a \quad (30)$$

$$\sigma'_{p,h(P)} = (H + a + y) \cdot \gamma \cdot K_p - (a + y) \cdot \gamma \cdot K_a \quad (31)$$

- A coordenada vertical “a” do ponto (O) corresponde a cota em que a distribuição de pressões ativas e passivas somadas igualam-se a zero, como segue abaixo.

$$\sigma_{p,h(O)} - \sigma_{a,h(O)} = 0 \quad (32)$$

$$a \cdot \gamma \cdot K_p - (\gamma \cdot H \cdot K_a + a \cdot \gamma \cdot K_a) = 0 \quad (33)$$

$$a \cdot \gamma \cdot (K_p - K_a) - \gamma \cdot H \cdot K_a = 0 \quad (34)$$

$$a = \frac{\gamma \cdot H \cdot K_a}{\gamma \cdot (K_p - K_a)} = \frac{\sigma'_{a,vh(B)}}{\gamma \cdot (K_p - K_a)} \quad (35)$$

- A coordenada “Z” é determinada pelas equações de equilíbrio das forças horizontais resultantes do diagrama de pressões encontrado. As componentes das forças abaixo da cota “a” são obtidas pelas áreas dos triângulos OMS e SPQ. A resultante horizontal acima da cota “a”, aqui chamada de Ra, é obtida pela área do triângulo ABO. Assim tem-se:

$$\sum Fh = Ra - \Delta OMS + \Delta SPQ = 0 \quad (36)$$

As áreas dos triângulos OMS e SPQ podem ser obtidas pela equivalência aos triângulos ONQ e MNP, assim tem-se:

$$\sum Fh = Ra - \Delta ONQ + \Delta MNP = 0 \quad (37)$$

$$Ra - \frac{\sigma'_{p,h(N)} \cdot y}{2} + (\sigma'_{p,h(N)} + \sigma'_{p,h(P)}) \cdot \frac{Z}{2} = 0 \quad (38)$$

Assim o valor de Z é:

$$Z = \frac{\sigma'_{p,h(N)} \cdot y - 2 \cdot Ra}{(\sigma'_{p,h(N)} + \sigma'_{p,h(P)})} \quad (39)$$

A partir do somatório dos momentos em relação a base da cortina, ponto (Q), obtém-se uma equação do 4º grau em função de y, que é resolvida por tentativa.

$$\Sigma M_Q = Ra \cdot (y + y') + (\sigma'_{p,h(N)} + \sigma'_{p,h(P)}) \cdot \frac{z^2}{6} - \sigma'_{p,v(N)} \cdot \frac{y^2}{6} = 0 \quad (40)$$

O valor final da ficha é representado pela soma $(y + a)$. GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), recomendam que, diante das incertezas associadas ao perfil de distribuição dos empuxos e da pouca acurácia na determinação dos parâmetros dos solos, o comprimento final da ficha seja majorado de 20 a 40 %, ou, deve ser considerada uma minoração do coeficiente de empuxo passivo da ordem de 1,5 a 2,0 vezes. Já HACHICH et al. (1998) recomendam a minoração do empuxo passivo segundo um fator de segurança de 1,5 para obras provisórias e 2,0 para obras definitivas, aplicados apenas às tensões efetivas. Cumpre salientar que estas recomendações são usuais na prática de projetos deste tipo e que, infelizmente, a norma NBR 9061:1985 – “Segurança de Escavação a Céu Aberto – Procedimento” não é mais utilizada pelo setor, em função de ter sido cancelada.

2.3.2 Método simplificado (Método de Blum)

Como alternativa mais simples, o método simplificado, conhecido também como Método de Blum (HACHICH et al.,1998), trata o problema com uma abordagem algébrica mais simples. Neste método substitui-se a parcela abaixo do ponto de rotação por uma força equivalente (correspondente ao empuxo contra passivo), conforme ilustrado na Figura 2-27.

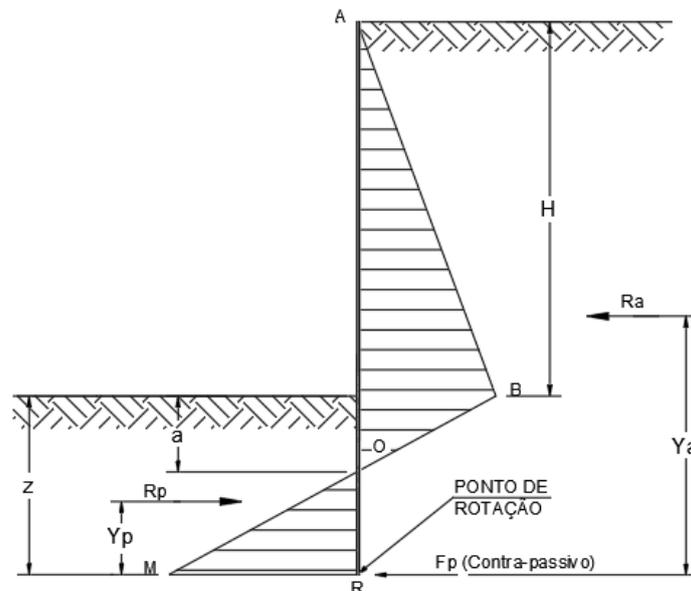


Figura 2-27: Diagrama resultante de pressões.

O método consiste em utilizar as equações de equilíbrio referente ao somatório dos momentos em relação ao ponto (R) objetivando a determinação da sua coordenada “Z”. Esta, segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), deve ser majorada em 15% para a consideração do efeito do empuxo contra passivo. Já HACHICH et al. (1998), recomenda a majoração em 20% do comprimento compreendido entre o ponto de rotação e o ponto de tensão nula.

A parcela do momento relativo ao empuxo passivo deve sempre ser minorada pelo coeficiente de segurança, seguindo a mesma recomendação realizada no método convencional.

$$R_a \cdot y_a = \frac{1}{2} \cdot R_p \cdot y_p \quad (41)$$

Os parâmetros “Ra” e “a” podem ser determinados conforme exposto no item anterior para o método convencional.

2.4 Aspectos de projeto

Além da determinação do comprimento da ficha, a avaliação de problemas de escavações exige a observação de outros aspectos importantes para a execução de um correto dimensionamento e a correta especificação em projeto. Neste item serão abordados alguns destes tópicos, muitos dos quais são relativos à estabilidade global das cavas e, conseqüentemente, das estruturas de contenção.

2.4.1 Escavações de alívio e banquetas de escavações

A realização de escavações de alívio do empuxo ativo ou a realização de banquetas junto ao trecho escavado da cortina, são soluções que otimizam o processo de execução das escavações, muitas vezes reduzindo o número de apoios intermediários provisórios em decorrência da redução dos esforços no anteparo de contenção, como no caso de escavações de alívio, ou proporcionando um aumento no empuxo passivo no interior da escavação, como no caso da utilização de banquetas.

Como ilustra a Figura 2-28, a execução da banquetta (OABO’) no interior da escavação junto à cortina, causa um efeito de aumento no empuxo passivo resistente e conseqüentemente reduz os deslocamentos horizontais no topo da cortina (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016). Assim, com a utilização deste

artifício, pode-se reduzir significativamente o número de escoras necessárias em determinadas fases de escavação, o que pode facilitar a mobilidade nos serviços executados no interior do trecho escavado. O método para a determinação deste acréscimo no empuxo é um processo gráfico que considera a formação da cunha de ruptura orientada segundo um ângulo de $\theta_p = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ com a horizontal. A Figura 2-28 apresenta sequência para a determinação do diagrama de empuxo resultante.

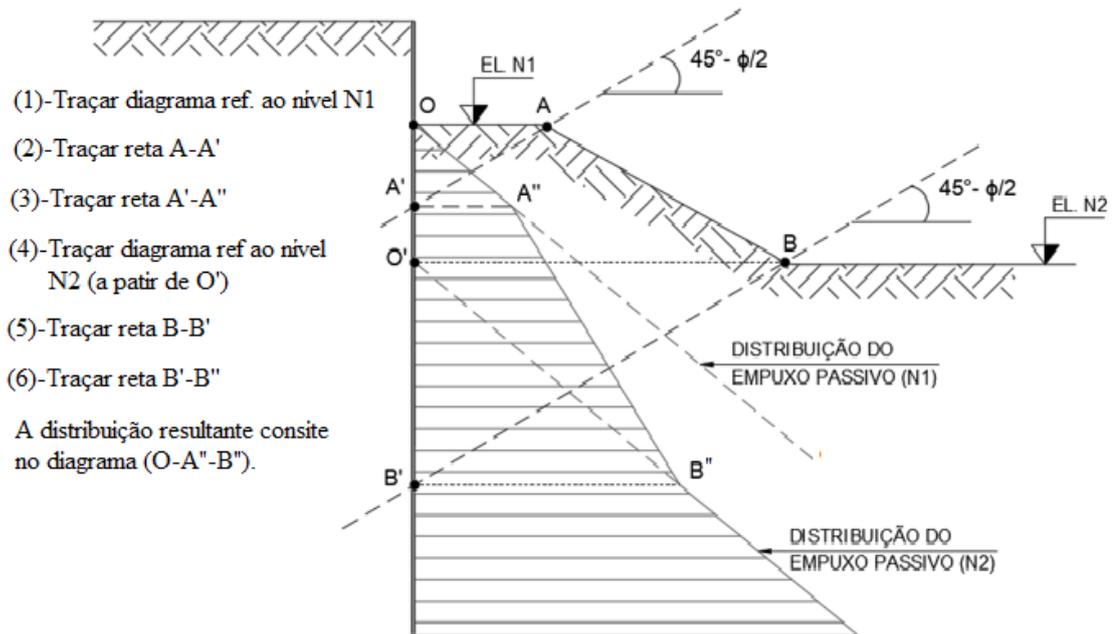


Figura 2-28: Distribuição de empuxo passivo para escavação em taludes.

Ao contrário do empuxo passivo, a execução de escavações de alívio, representada pelo polígono (OABO') na Figura 2-29, no lado externo a escavação, proporciona um efeito de alívio do empuxo ativo sobre a cortina. Analogamente ao caso anterior, sua determinação é realizada através de um processo gráfico que considera a cunha de ruptura orientada segundo um ângulo $\theta_a = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ com a horizontal. A Figura 2-28 apresenta sequência para a determinação da distribuição de empuxo resultante.

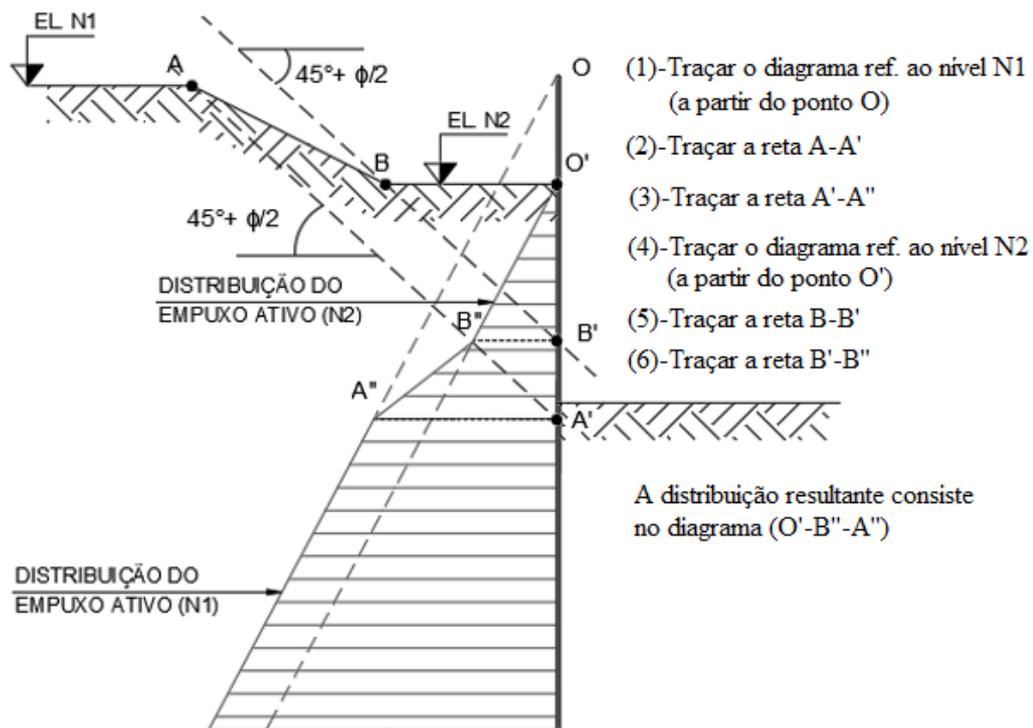


Figura 2-29: Distribuição de empuxo ativo para escavação de alívio.

2.4.2 Fluxo de água

Outro aspecto importante a ser avaliado são as movimentações de água pelo solo. Segundo BUDHU (2015), diversos acidentes ligados à engenharia geotécnica, especificamente com problemas de escavações podem ser decorrentes da instabilidade do maciço devido ao fluxo de água no solo.

Solos com natureza predominantemente arenosa, em geral, possuem um alto grau de permeabilidade, assim, a diferença de nível entre o intra e o extradorso da escavação causam o efeito de fluxo de água. Para solos argilosos em uma situação não-drenada, condição de análise a curto prazo, segundo o autor citado, o fluxo de água pode não ser considerado, porém, quando a análise é feita a longo prazo tal efeito pode ser avaliado da mesma maneira que em solos arenosos.

O fluxo de água em problemas de escavação decorre da diferença de carga hidráulica de uma região para outra. Assim, os diagramas de empuxo ativo, passivo e o diagrama de pressão de água hidrostático sofrem modificações devidas as pressões de água gerada pelo fluxo, como ilustrado na Figura 2-30. Outro efeito causado por este fenômeno ocorre quando o gradiente hidráulico é elevado, podendo levar a rupturas hidráulicas do fundo

da cava e ao fenômeno conhecido como “areia movediça”, como serão abordados nos próximos itens.

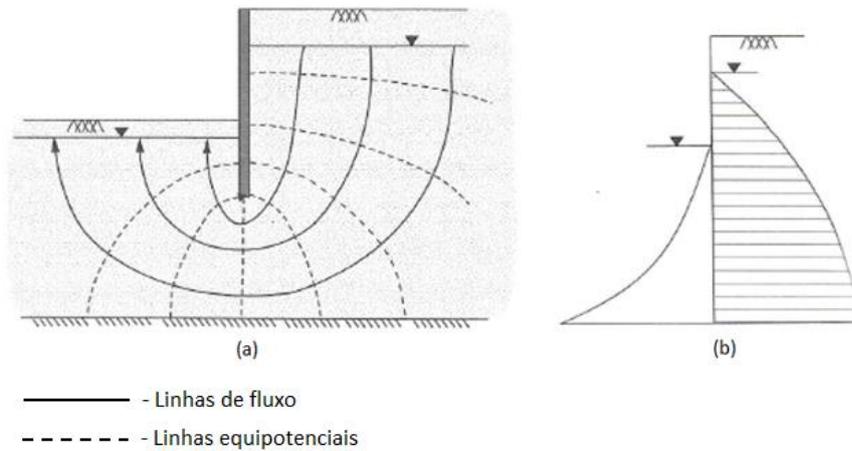


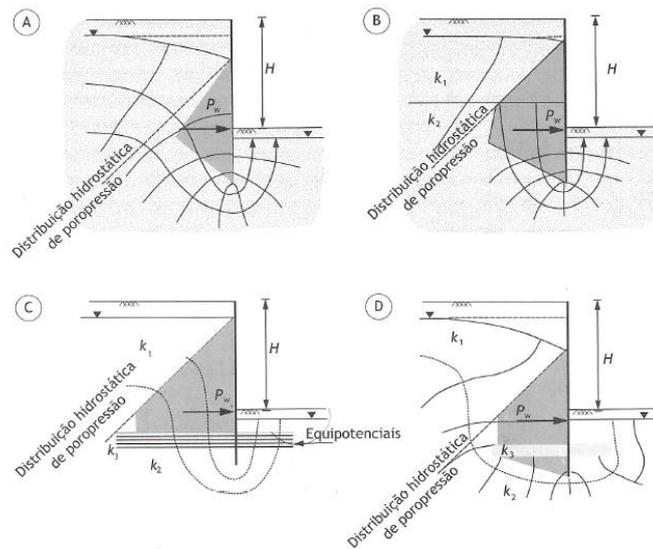
Figura 2-30: (a) Rede de fluxo; (b) diagrama de pressões de água (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO ,2016).

GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), apresentam diversas situações em que diferentes horizontes estratigráficos do terreno, com diferentes níveis de permeabilidade, proporcionam variações nos diagramas de pressão de água. A Figura 2-31 ilustra quatro diferentes situações nas quais os efeitos da água na cortina de contenção variam conforme a permeabilidade do solo. A Figura 2-31-A apresenta um solo homogêneo, com permeabilidade suficiente para gerar linhas equipotenciais e de fluxo de água para o interior da cava. A situação indicada na Figura 2-31-B exibe um terreno com dois níveis de permeabilidade, sendo as camadas superiores mais permeáveis que as inferiores. Nesta situação o diagrama de pressão de água da primeira camada torna-se próximo ao hidrostático, e, a partir da segunda camada, o fluxo de água passa a ser mais pronunciado, originando linhas equipotenciais indicativas de fluxo. A Figura 2-31- C e D apresentam situações onde a estratigrafia do terreno apresenta lente ou bolsão de solo com permeabilidade muito baixa, estes, agindo no sentido de barrar o fluxo de água. No caso da lente de solo com baixa permeabilidade, o diagrama de pressões de água acima da referida camada se configura similar ao diagrama hidrostático. No caso da presença de um bolsão com baixa permeabilidade, o fluxo apresenta equipotenciais que contornam tal camada, diminuindo a velocidade do fluxo e amenizando seus efeitos no interior da cava.

Nos casos em que a base da cortina alcança um estrato impermeável, não ocorrerá o fluxo de água para o interior da cava, assim, a estrutura deve ser dimensionada para o empuxo hidrostático, que corresponde à diferença entre as distribuições de poropressões hidrostáticas nos dois lados da estrutura de contenção.

GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), ressaltam que os esforços oriundos de empuxos de água são muito superiores aos empuxos de terra. Muitas vezes o controle da movimentação de água subterrânea constitui uma alternativa para aliviar os efeitos destes esforços.

O rebaixamento de lençol freático pode ser uma boa alternativa para a redução dos efeitos de fluxo de água, além de possibilitar a execução a seco dos serviços de escavação e construção da infraestrutura. Os autores citados anteriormente ressaltam a necessidade de o sistema de rebaixamento possuir um gerador de energia, garantindo seu funcionamento ininterruptamente durante toda a fase executiva. Após o desligamento do sistema, os níveis de água tenderão a voltar ao nível original, gerando empuxos de água e esforços de subpressão na laje de fundo, a qual deve ser especialmente dimensionada para tal situação de carga. Um aspecto importante a ser observado é que o rebaixamento do lençol freático pode levar a movimentações do terreno no entorno da área rebaixada, podendo originar recalques indesejáveis em edificações vizinhas. É sempre recomendado o monitoramento dos recalques de estruturas vizinhas ao realizar tal serviço.



- A - Solo homogêneo;
- B – Solo com diferentes permeabilidades ($k_1 \gg k_2$)
- C – Solo com presença de lente de baixa permeabilidade ($k_3 \ll k_1$ e k_2)
- D – Presença de bolsão de baixa permeabilidade ($k_3 \ll k_1$ e k_2)

Figura 2-31: Condições de fluxo para escavações abaixo do nível de água (adaptado de KAISER E HEWITT, 1981, apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

2.4.3 Ruptura do fundo da escavação

GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), destacam dois tipos de ruptura de fundo em problemas de escavação. O primeiro caso, ilustrado na Figura 2-32a, a ruptura acontece em decorrência dos esforços horizontais na cortina de contenção, quando o estado de equilíbrio limite é ultrapassado, ocorrendo um levantamento excessivo do fundo da cava. No segundo tipo de ruptura, como apresentado na Figura 2-32b, o solo abaixo do fundo da cava sofre um levantamento em decorrência da ação do peso próprio do maciço não escavado. HACHICH et al. (1998) compara este modo de ruptura a problemas relacionados a fundações diretas, em termos de capacidade de carga.

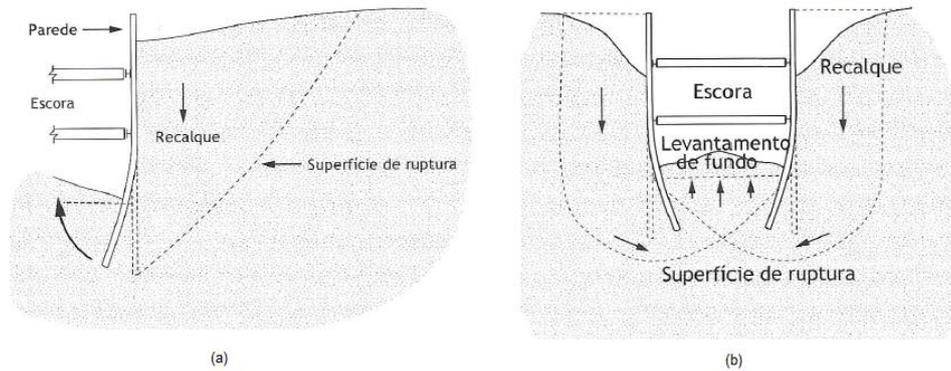


Figura 2-32: Modos de ruptura do fundo da escavação (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Segundo HACHICH et al. (1998), este tipo de ruptura exige atenção somente em situações onde o fundo da cava é imerso em material argiloso, principalmente argilas de baixa consistência. Segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), para solos arenosos a ruptura do fundo da cava não é considerada uma preocupação na prática, visto que mesmo para valores baixos do ângulo de atrito o fator de segurança em relação ao levantamento do fundo é sempre superior a 2.

A Figura 2-33 apresenta a situação esquemática da análise do problema. Conforme exposto por HACHICH et al. (1998), o coeficiente de segurança a ruptura do fundo pode ser obtido da comparação do carregamento externo a cava, oriundo das cargas na superfície e do peso próprio do maciço não escavado, com a capacidade de carga do solo calculada de acordo com a teoria de Terzaghi.

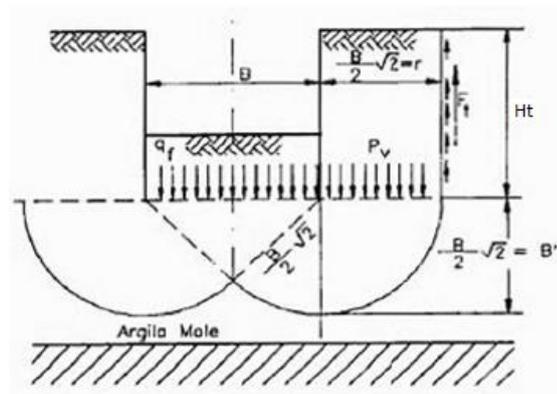


Figura 2-33: Situação de análise (HACHICH et al., 1998).

GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), recomendam que para efeito de projeto, o fator de segurança em relação ruptura de fundo deve ser de 1,5, dado pela expressão (42).

$$FS = \frac{q_{ruptura}}{P_v} \geq 1,5 \quad (42)$$

Sendo P_v a tensão mobilizada ao longo da superfície de ruptura vertical, expressa pela equação (43). A situação analisada é ilustrada na Figura 2-34.

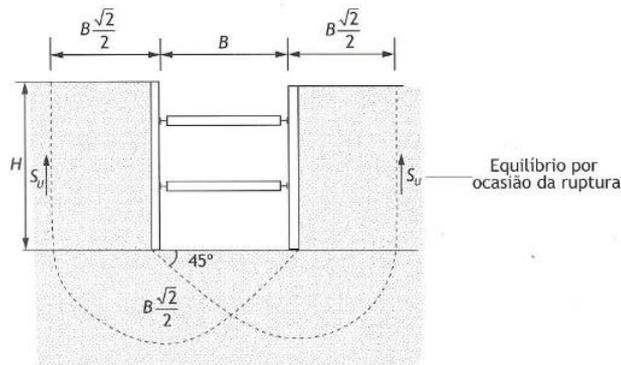


Figura 2-34: Verificação da ruptura de fundo segundo Terzaghi (1943) (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

$$P_v = \gamma \cdot H - \sqrt{2} \cdot S_u \cdot \frac{H}{B} \quad (43)$$

A capacidade de carga para uma fundação corrida é dada por:

$$q_{ruptura} = c \cdot N_c + q N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot N_\gamma \quad (44)$$

Onde N_c , N_q e N_γ são coeficientes de capacidade de carga. No caso de ângulo de atrito nulo seus valores são, $N_c = 5,7$, $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$, assim, a expressão (42) fica:

$$FS = \frac{q_{ruptura}}{P_v} = \frac{5,7 \cdot S_u}{\gamma \cdot H - \sqrt{2} \cdot S_u \cdot \frac{H}{B}} \geq 1,5 \quad (45)$$

Nos casos em que há sobrecargas na superfície (q), esta deve ser considerada na expressão (45).

$$FS = \frac{q_{ruptura}}{P_v} = \frac{5,7 \cdot S_u}{(\gamma \cdot H + q) - \sqrt{2} \cdot S_u \cdot \frac{H}{B}} \geq 1,5 \quad (46)$$

A proposta de Terzaghi pode ser analisada para duas situações, como ilustra a Figura 2-35.

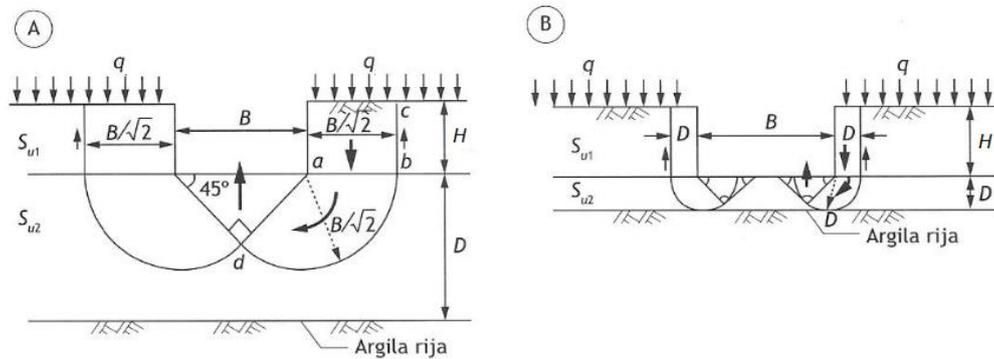


Figura 2-35: Análise da ruptura de fundo por Terzaghi e PECK para (A) $D \geq \frac{B}{\sqrt{2}}$ e (B) $D \leq \frac{B}{\sqrt{2}}$ (Adaptado de GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Sendo D a camada de argila mole de baixa consistência abaixo do fundo da escavação, tem-se as seguintes situações.

A) Quando $D \geq \frac{B}{\sqrt{2}}$, a formação da superfície de ruptura não é limitada pela camada mais rija. O fator de segurança pode ser calculado como indicado na equação (54), considerando os valores de S_u distintos para cada camada.

$$FS = \frac{q_{ruptura}}{P_v} = \frac{5,7 \cdot S_{u2} \cdot \frac{B}{\sqrt{2}}}{(\gamma \cdot H + q) \cdot \frac{B}{\sqrt{2}} - \sqrt{2} \cdot S_{u1} \cdot H} \geq 1,5 \quad (47)$$

B) Quando $D \leq \frac{B}{\sqrt{2}}$, a formação da superfície de ruptura é limitada pela camada mais rija. O fator de segurança pode ser calculado como indicado na equação (48).

$$FS = \frac{q_{ruptura}}{P_v} = \frac{5,7 \cdot S_{u2} \cdot D}{(\gamma \cdot H + q) \cdot D - S_{u1} \cdot H} \geq 1,5 \quad (48)$$

Segundo HACHICH et al. (1998), o comprimento da ficha tem um papel determinante no controle deste fenômeno. O aumento do comprimento embutido atua favoravelmente ao aumento do coeficiente de segurança, uma vez que, assim como em fundações superficiais, o aumento da profundidade proporciona um aumento da capacidade de carga. A Figura 2-36 ilustra o efeito benéfico do aumento da ficha na análise da ruptura de fundo.

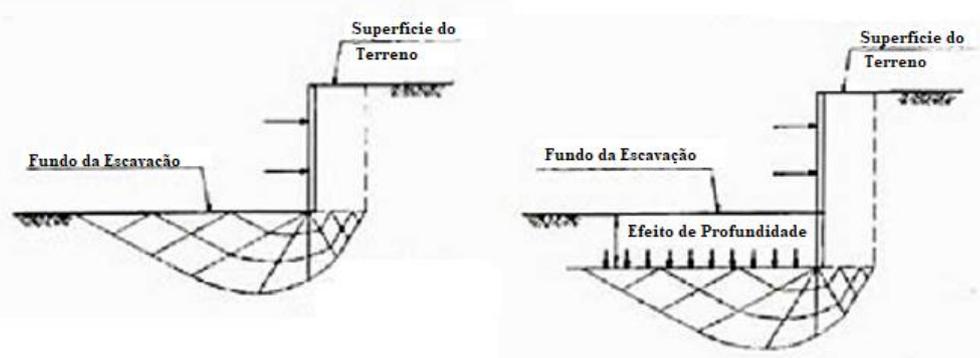


Figura 2-36: Efeito favorável da ficha em relação a ruptura de fundo (Adaptado de HACHICH et al.,1998).

2.4.4 Erosão interna da cava

A ruptura interna da cava, conhecida também como “Piping”, segundo HACHICH et al. (1998), ocorre em escavações em substrato permeável, geralmente areia, quando a cota do nível de água externo se encontra acima da cota escavada e ainda não se tenha um sistema de controle de fluxo de água adequado, ou mesmo o sistema projetado, por algum motivo, falhe durante as fases executivas. Segundo HACHICH et al. (1998), o fluxo de água ascendente irá diminuir as tensões efetivas verticais e conseqüentemente também as tensões efetivas horizontais na região interna a escavação próxima a cortina de contenção. Caso o gradiente hidráulico atinja seu valor crítico, a região citada perderá totalmente a resistência e passará a se comportar como fluido, anulando o efeito do empuxo passivo. Devido a este fato o fenômeno é também conhecido como “areia movediça” ou condição movediça.

GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), demonstram este fenômeno a partir da Figura 2-37.

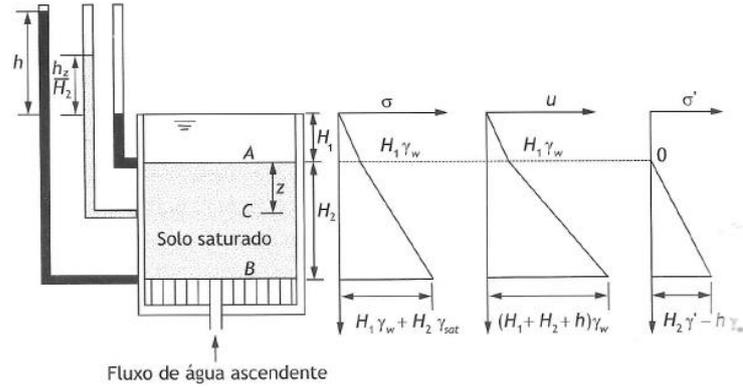


Figura 2-37: Tensões totais (σ), poropressão (u), e tensões efetivas (σ') em solos arenosos sob fluxo ascendente (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

Admitindo-se que há uma diferença de potencial entre o ponto A e B em um solo permeável e saturado, haverá fluxo ascendente (de baixo para cima). Para um ponto C qualquer entre A e B, a tensão vertical total é dada por:

$$\sigma_c = H_1 \cdot \gamma_a + z \cdot \gamma_{sat} \quad (49)$$

Onde: γ_a é o peso específico da água e γ_{sat} é o peso específico do solo saturado.

As poropressões em A e B são as apresentadas nas expressões (50) e (51)

$$u_A = H_1 \cdot \gamma_a \quad (50)$$

$$u_B = (H_1 + H_2 + h) \cdot \gamma_a \quad (51)$$

Supondo que a perda de carga seja uniforme e a poropressão se distribua linearmente, obtém-se o valor da poropressão em C como apresentado na expressão (52).

$$u_c = (H_1 + z + \frac{h}{H_2} \cdot z) \gamma_a \quad (52)$$

A tensão efetiva em C é dada pela diferença entre as expressões (49) e (52), assim tem-se:

$$\sigma'_c = \sigma_c - u_c = z(\gamma_{sat} - \gamma_a) - \frac{h \cdot z}{H_2} \cdot \gamma_a \quad (53)$$

Pela expressão (53) pode-se observar que o fluxo ascendente pode gerar uma tensão efetiva nula, levando à perda total da capacidade de carga do solo. Esta condição é alcançada igualando-se a expressão (53) a zero, assim tem-se:

$$z(\gamma_{sat} - \gamma_a) = \frac{h \cdot z}{H/2} \cdot \gamma_a \Rightarrow \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_a)}{\gamma_a} = \frac{h}{H/2} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_a} = i_{crit} \quad (54)$$

O gradiente crítico é dado pelo quociente $\frac{h}{H/2}$. Para solos arenosos seu valor é próximo de 1.

O fator de segurança pode ser estimado pelo método simplificado proposto por TERZAGHI, PECK E MESRI (1996). Neste método, com base em ensaios em modelos, verificou-se que a ruptura hidráulica ocorre em um trecho distante da cortina de $H_p/2$ como ilustra a Figura 2-38, ou seja, o trecho equivalente à metade do comprimento de embutimento da cortina. Assim, a verificação é feita para uma área igual a $H_p \cdot (H_p/2)$.

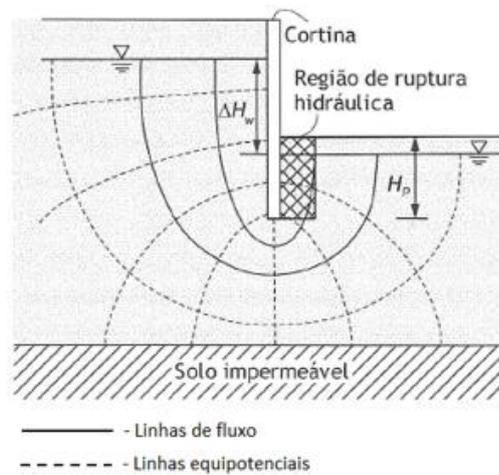


Figura 2-38: Verificação do fator de segurança (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

A força hidráulica ascendente no trecho verificado é dada por:

$$F_p = \Delta h \gamma_a \cdot A \quad (55)$$

Onde $\Delta h \gamma_a$ é a poropressão na base da área hachurada e A é a sua área.

O peso da coluna de solo é dado por:

$$P_p = H_p \cdot \gamma_{sub} \cdot A \quad (56)$$

Assim o fator de segurança é dado por:

$$FS = \frac{P_p}{F_p} = \frac{\Delta h \gamma_a \cdot A}{H_p \cdot \gamma_{sub} \cdot A} = \frac{\Delta h \gamma_a}{H_p \cdot \gamma_{sub}} = \frac{H_p}{\Delta h} \cdot i_{crit} \quad (57)$$

Assim:

$$Fs = \frac{i_{crit}}{\frac{\Delta h}{Hp}}; \text{ para } Fs = 1 \text{ tem-se:}$$

$$\frac{\Delta h}{Hp} = 1 \quad (i_{crit} = 1 - \text{para areia}) \quad (58)$$

Garantir um fator de segurança igual a 2 equivale a relação entre a altura piezométrica na base da cortina e o valor da ficha possuir o valor de 0,5.

$$\frac{\Delta h}{Hp} = 0,5 \quad (Fs = 2) \quad (59)$$

2.4.5 Ruptura hidráulica do fundo da cava

Semelhante ao fenômeno da erosão do fundo da cava em solos arenosos, a ruptura hidráulica do fundo da escavação também deriva de condições de níveis de água externo superior ao nível da escavação, porém, somente ocorre quando a base da escavação se encontra imersa em material impermeável. Quando se tem camadas de solos argilosos na base da escavação, costuma-se executar o esgotamento direto da cava, não necessitando de um sistema de rebaixamento uma vez que a vazão que chega à cava é muito pequena (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

A Figura 2-39 pode ser usada para exemplificar tal fenômeno. O nível de água externo à escavação na camada 1, forma uma condição artesianiana na camada 3. A subpressão que atua na interface das camadas 2 e 3, por vezes, pode se tornar maior que o peso da camada 3 no trecho abaixo da escavação, criando assim a possibilidade de levantamento do fundo da cava. Este fenômeno pode gerar trincas no nível da escavação, ou até mesmo levar o fundo da cava à ruptura.

A análise deste tipo de problema é realizada a partir da avaliação do peso da camada argilosa no fundo da cava (W) e a força ascendente atuante (U) oriunda do desnível de água ΔH . Segundo os autores citados, a garantia da estabilidade se dá considerando um fator de segurança maior ou igual a 2, como expresso na expressão (60).

Caso o fator de segurança não seja atendido, GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016), recomendam o rebaixamento do nível d'água da camada 3 ou a execução de poços de alívio através da camada impermeável. Já HACHICH et al. (1998) recomendam apenas o uso de poços de alívio no interior da cava, uma vez que esta

solução, segundo estes autores, é suficiente e economicamente mais viável do que o rebaixamento do lençol.

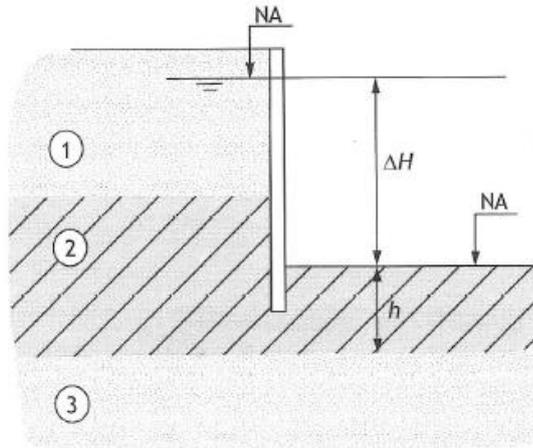


Figura 2-39: Verificação de ruptura hidráulica (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

$$FS = \frac{W}{U} \geq 2,0 \quad (60)$$

2.5 Influência de escavações no recalque de estruturas vizinhas

Neste item são apresentados os aspectos básicos para o estudo dos efeitos da execução de estruturas de contenção no que tange os recalques ocorridos nas áreas adjacentes aos serviços de escavação. O resumo dos métodos e breve histórico aqui apresentado foram baseados nas contribuições de pesquisa de SANTOS (2007), que em sua Dissertação de mestrado apresentou vasto estudo, abordando a evolução histórica do tema em questão.

CASPE (1966) é considerado pioneiro no estudo dos recalques superficiais na vizinhança de estruturas de contenção escoradas. O autor citado estudou o movimento de uma massa de solo compreendida pela cunha ativa de ruptura baseada nas teorias de Rankine e Coulomb, considerando que a mesma se mantém com volume constante mesmo com a movimentação do anteparo de contenção. Assim, CASPE (1966), supôs que os volumes da deformada da estrutura (abcd) e do perfil de recalque na superfície (aefg) poderiam ser considerados iguais, como pode ser observado na Figura 2-40.

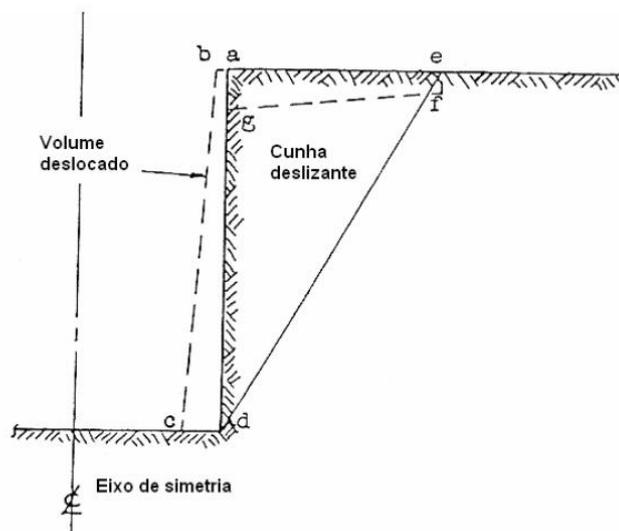


Figura 2-40: Zona de influência da cunha deslizante (CASPE, 1966, apud SANTOS, 2007).

Em seus estudos, CASPE (1966) concluiu que esta abordagem não leva a resultados compatíveis com medições de campo. Isto se deve ao comportamento distinto que as escavações escoradas apresentam em comparação às estruturas de arrimo. Estruturas escoradas, segundo o autor, apresentam tendência de giro em torno de seu topo, segurando a massa de solo deslizante e impedindo sua movimentação, enquanto estruturas de arrimo rígidas transladam em relação a sua posição inicial, comportamento que confirmaria a hipótese admitida primeiramente.

O método apresentado por CASPE (1966) consiste em um processo semigráfico, onde a cunha ativa de ruptura é considerada com um trecho em forma de espiral logarítmica. A massa de solo é dividida em três zonas, uma de equilíbrio plástico (zona A), uma de equilíbrio elástico (zona B) e a zona não deformada (zona C), conforme ilustrado na Figura 2-41. O autor considera que as movimentações necessárias para alcançar o estágio da zona plástica são pequenas e podem ser desprezadas, considerando o solo como um corpo elástico com alta tensão de compressão horizontal.

As zonas A e B são divididas em fatias de comprimento L e altura H , que sofrem uma distensão no sentido horizontal e um encurtamento no sentido vertical, à medida que a estrutura tende a se movimentar. As deformações horizontais e verticais podem ser escritas como nas equações (61) e (62).

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta}{L} \tag{61}$$

$$\varepsilon_v = \frac{\delta}{H} \quad (62)$$

Onde: Δ é o deslocamento horizontal do anteparo.

L é o comprimento da fatia

δ é o encurtamento vertical da fatia

H é a altura da fatia

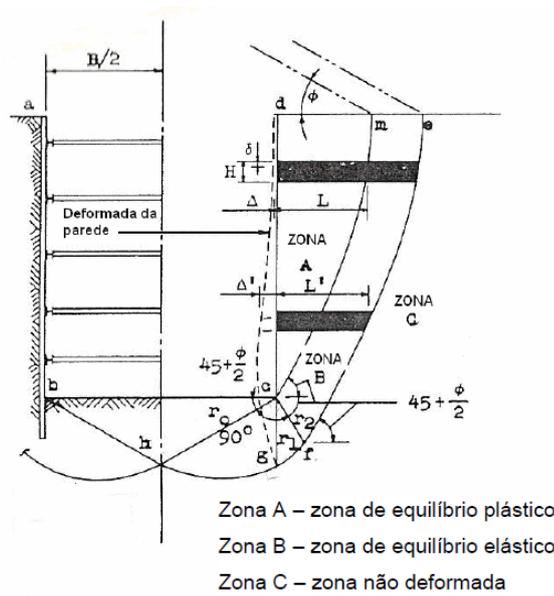


Figura 2-41: Zonas teóricas de maciço de solo atrás da cortina, (CASPE, 1966, apud SANTOS, 2007).

As deformações horizontais e verticais são relacionadas pelo coeficiente de Poisson ν , assim tem-se:

$$\varepsilon_v = \nu \cdot \varepsilon_h \quad (62)$$

$$\frac{\delta}{H} = \nu \cdot \frac{\Delta}{L} \quad (64)$$

Com isso o recalque vertical de cada fatia pode ser expresso como:

$$\delta = \nu \cdot \left(H \cdot \frac{\Delta}{L} \right) \quad (65)$$

O recalque estimado é representado pela soma do encurtamento de todas as fatias. CASPE (1966), recomenda que o coeficiente de Poisson pode ser considerado de 0,30 a 0,36 para areias e 0,4 a 0,45 para argilas.

PECK (1969), outro autor a contribuir com o tema, expõe que experiências com argilas plásticas indicam um padrão de deformação compatível com a remoção do material escavado. Com a retirada de material nos serviços de escavações, ocorre a descompressão do solo na base da escavação, proporcionando a tendência de levantamento do fundo da cava e originando a movimentação das paredes da estrutura no sentido interna da escavação, propiciando assim os recalques superficiais nas áreas vizinhas a escavação.

Em seus estudos o autor citado verificou que o volume da distribuição dos recalques nas áreas vizinhas a uma escavação era aproximadamente igual ao volume da deformada horizontal da estrutura de contenção juntamente com as movimentações do fundo da escavação. Este fato o levou a concluir que a redução dos recalques só poderia ser obtida pela redução dos movimentos laterais e de fundo das escavações.

Com o objetivo de restringir os deslocamentos horizontais, PECK (1969), ressalta que é comum a utilização de bermas de equilíbrio na periferia do interior de escavações largas, enquanto se processa as escavações centrais e execução da laje de fundo. Junto às bermas são inseridas escoras inclinadas, possibilitando assim a retirada da berma e a finalização da laje de fundo.

Conforme exposto por SANTOS (2007), PECK (1969) sugere que recalques em áreas vizinhas e em terrenos com estratigrafia arenosa densa, apresentam, em geral, pequenos valores, não gerando maiores consequências nos seus arredores. Quando em horizontes de areia fofa ou pedregulhos, os recalques podem atingir a ordem de grandeza de 5% da profundidade escavada. O autor salienta que quando não há controle adequado das águas subterrâneas, o fluxo de água, com carreamento de material para o interior da cava, pode gerar recalques elevados, podendo ocasionar danos às estruturas vizinhas.

PECK (1969) propõe uma solução gráfica para uma estimativa grosseira dos recalques e sua distribuição ao se afastar da cava, como pode ser visto na Figura 2-42. O autor caracteriza três zonas no gráfico apresentado. A zona 1 corresponde às escavações em areias e argila médias e duras. A zona 2 é caracterizada para escavações em argilas

muito moles a moles, com profundidade limitada abaixo do nível da cava, ou com profundidade significativa, porém, possuindo larga margem de segurança (fator de segurança adequado) contra o levantamento de fundo da cava. E por fim, a zona 3 corresponde a escavações realizadas em argilas muito moles com profundidade significativa abaixo do nível da escavação e com baixo fator de segurança contra o levantamento de fundo da cava.

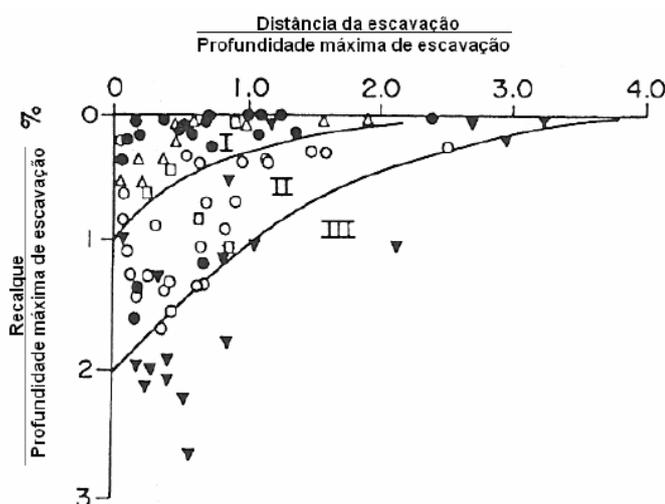


Figura 2-42: Recalques adjacentes a uma cava, em função da distância à face da escavação. (PECK, 1969, apud SANTOS, 2007).

Na Figura 2-42 os recalques e as distâncias são apresentados em termos de valores adimensionais. Nota-se, pela observação da Figura 2-42, que escavações em argilas moles e muito moles apresentam os maiores valores para os recalques, estando contabilizados os recalques por adensamento.

Conforme apresentado por SANTOS (2007), O'ROURKE (1981) distingue os padrões de movimentos que ocorrem em estágios distintos da escavação, podendo-se destacar o estágio 1, correspondente às escavações iniciais antes da inserção dos escoramentos, o estágio 2 compreendendo os serviços de escavação até o nível final pretendido, incluindo-se os escoramentos, e por fim o estágio 3, relacionado à retirada dos escoramentos. A Figura 2-43 ilustra as deformações, em diversas etapas executivas de escavações, obtidas da instrumentação de um caso de obra.

O autor citado destaca que nas escavações iniciais sem escoramento (estágio 1) a estrutura se comporta como uma parede de contenção em balanço. No estágio 2 a inserção e pré-compressão das escoras superiores causam uma recompressão no solo, restringindo

seu movimento. Na parte inferior da escavação ocorrem movimentos para dentro da cava, levando a distensões no solo. No estágio 3 com a retirada das escoras inferiores após a execução da estrutura de suporte inferior, movimentos adicionais ocorrem para dentro da escavação. De acordo com SANTOS (2007), o autor citado observou, através de análises de casos de obra, valores limites da relação entre o movimento horizontal e o movimento vertical nas áreas que rodeiam a escavação (δ_h/δ_v), com valores da ordem de 0,6 a 1,6. Os menores valores correspondem às deformações oriundas de trechos da cortina já escorada e os maiores valores da razão são associados às deformadas de estruturas em balanço.

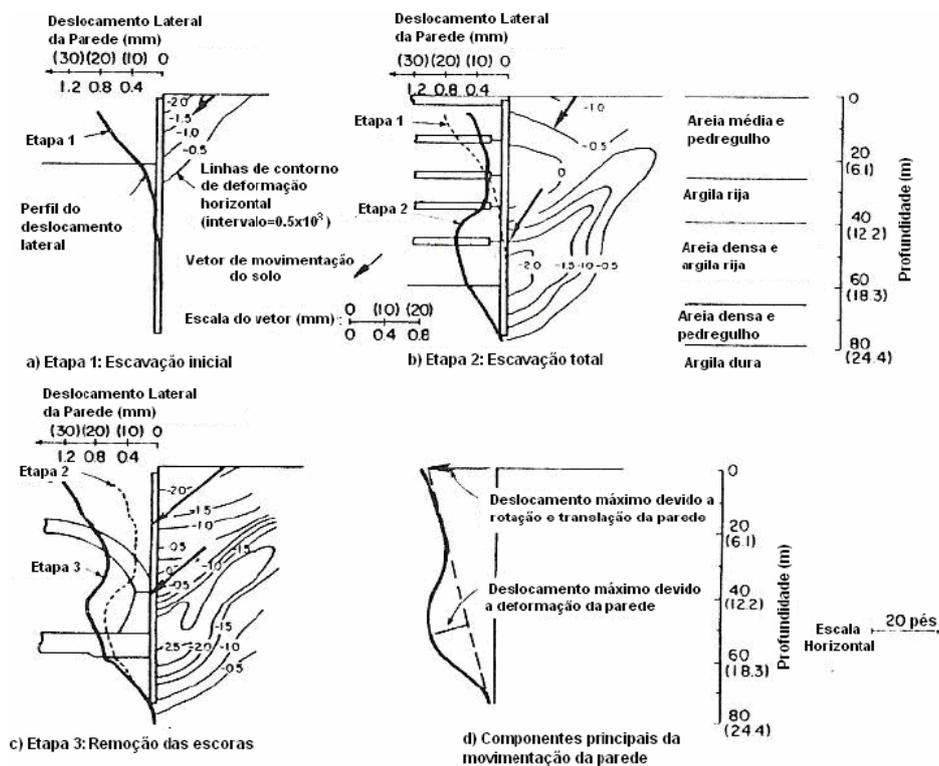


Figura 2-43: Deformações horizontais associadas a vários estágios de escavação. (O'ROURKE, 1981, apud SANTOS, 2007).

Conforme apresentado por HSIEH E OU (1998), existem dois tipos de perfis de deslocamentos para escavações. O primeiro é denominado perfil côncavo, que possui o ponto de máximo deslocamento vertical ocorrendo a certa distância do anteparo de contenção. Em oposição a este, o perfil denominado como "Spandrel", possui o máximo deslocamento vertical ocorrendo junto ao muro de contenção, conforme ilustrados na Figura 2-44.

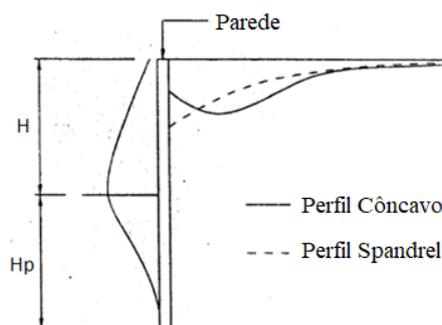


Figura 2-44: Tipos de perfil de deslocamentos (Adaptado de HSIEH E OU,1998).

Segundo OU et al (1993), o tipo de perfil de distribuição de recalques é influenciado pela magnitude e pela forma dos deslocamentos horizontais do muro de contenção. Segundo o autor, quando a maior parte dos deslocamentos horizontais ocorre na primeira etapa de escavação (estrutura em balanço), ou quando o perfil de deslocamento da parede possui características de cortinas de contenção em balanço, o perfil de deslocamento vertical geralmente é do tipo “Spandrel”. Caso contrário, quando pequena parcela dos deslocamentos horizontais ocorre no primeiro estágio de escavação, ou nos casos em que a movimentação na parte superior da escavação é restringida por escoras ou tirantes enquanto se processa os serviços de escavação, os maiores valores de deslocamentos horizontais passam a ocorrer próximas a base da escavação, o que originaria um perfil de recalques na superfície do tipo côncavo.

Segundo HSIEH E OU (1998), muitos pesquisadores desenvolveram métodos empíricos para a estimativa da distribuição dos recalques na superfície baseados em observações de campo. Além do método proposto por PECK (1966), apresentado anteriormente, alguns autores resumiram algumas contribuições sobre o assunto. Baseado no trabalho de HSIEH E OU (1998), são apresentados a seguir alguns métodos empíricos para a determinação da distribuição dos recalques na superfície.

BOWLES (1988) propôs um método para a estimativa de distribuição de recalques para um perfil de deslocamentos horizontais do tipo “Spandrel”. Este método, segundo HSIEH E OU (1998) tem como principais passos, os listados a seguir.

- Estimativa da deformada horizontal da estrutura de contenção.
- Cálculo do volume lateral da massa de solo proporcionado pela movimentação horizontal da estrutura de contenção (V_s).

- Baseado na proposta de CASPE (1966), estima-se a região de influência (D).

$$D = (H + H_d) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (66)$$

Onde: H é a profundidade da escavação em cada etapa.

$H_d = B$, onde B é a largura da escavação

$$B = 0,5 \cdot B \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right); \text{ para solos granulares}$$

ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo.

- Estimar o valor para o recalque superficial máximo do solo (δ_{vm}), sendo este localizado junto a estrutura de contenção (perfil do tipo “Spandrel”).

$$\delta_{vm} = \frac{4 \cdot V_s}{D} \quad (67)$$

- A distribuição de recalques na superfície é considerada parabólica, e pode ser estimada pela expressão abaixo.

$$\delta_v = \delta_{vm} \cdot \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (68)$$

Onde: $x = (D-d)$; d é a distância do ponto a ser calculado à estrutura de contenção.

Conforme exposto por MILLIGAN (1983) apud HSIEH E OU (1998), para argilas moles em condição não drenada, a área deslocada da massa de solo é aproximadamente igual à área deformada da parede de contenção. Sendo assim, o valor do máximo deslocamento superficial deveria ser de $3V_s/D$. Segundo os autores, provavelmente BOWLES (1988) usou $4V_s/D$ no lugar de $3V_s/D$ para melhor se adequar às observações de campo.

Similarmente ao proposto por O'ROURKE (1988), CLOUGH AND O'ROURKE (1990), sugerem um padrão de deformações na execução de estruturas de contenção com níveis de apoios intermediários, conforme ilustrado na Figura 2-45. Segundo os autores citados, nas fases iniciais de execução, a escavação pode ser processada antes da instalação dos níveis de apoio, assim, o sistema estrutural resistente, baseado nas deformações que a estrutura apresenta, pode ser comparado a de uma viga em balanço. A massa de solo por sua vez, adquire um perfil de recalque com o seu ponto máximo junto

a cortina e seu crescimento se configura inversamente proporcional à distância da face da escavação. Segundo os autores, a distribuição de recalques superficiais em escavações em solos arenosos e argilosos com rigidezes elevadas, pode ser comparada a uma distribuição triangular, como observado na Figura 2-45a.

Quando as escavações atingem maiores profundidades e a movimentação no topo da estrutura é restringida pelos apoios, ocorre, neste estágio, a tendência de movimento para dentro da escavação em regiões próximas à base da cava, como ilustrado na Figura 2-45b. Segundo os autores, a combinação dos movimentos horizontais iniciais em balanço e os movimentos em profundidade, resultam em uma distribuição de recalques na superfície conforme apresentado na Figura 2-45c. Caso os movimentos nas proximidades da base da escavação sejam predominantes nas deformações da estrutura de contenção, como normalmente ocorre no caso de escavações profundas em terrenos com estratigrafia composta de argilas médias, a distribuição de recalques pode ser comparada a forma trapezoidal de deslocamentos.

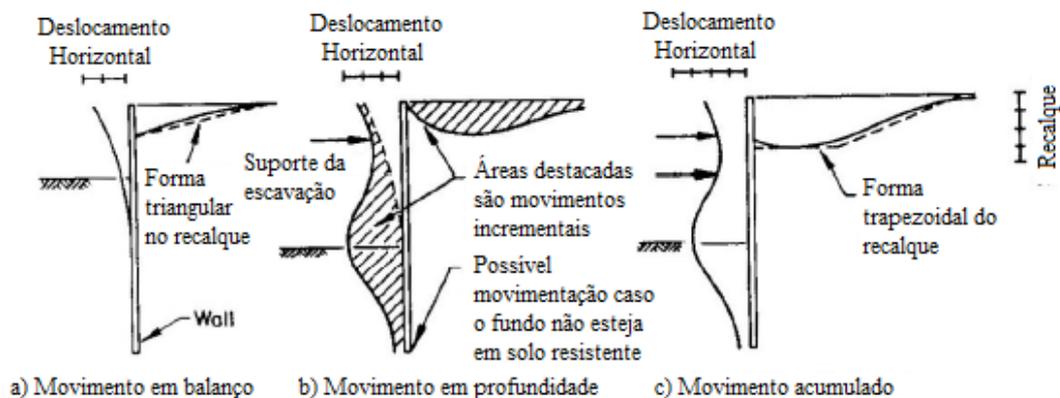


Figura 2-45: Perfil de deslocamentos típicos para cortinas escoradas e ancoradas
(Adaptado de CLOUGH E O'ROURKE, 1990).

O método de CLOUGH E O'ROURKE (1990), consiste em um procedimento gráfico, conforme apresentado na Figura 2-46. Para escavações em solos arenosos e solos constituídos de argilas médias, como apresentado na Figura 2-46a e 2-46c, a zona de influência dos recalques se configura, segundo os autores do método, igual a duas vezes a profundidade da escavação (H). Para escavações em argilas rígidas a zona de influência é de três vezes a profundidade escavada (Figura 2-46b). Este método tem como principais parâmetros a profundidade escavada (H) e o recalque máximo na superfície (δ_{vm}). Como

indicado nos estudos dos autores citados, este método proporciona uma estimativa conservadora para a envoltória de recalques na superfície.

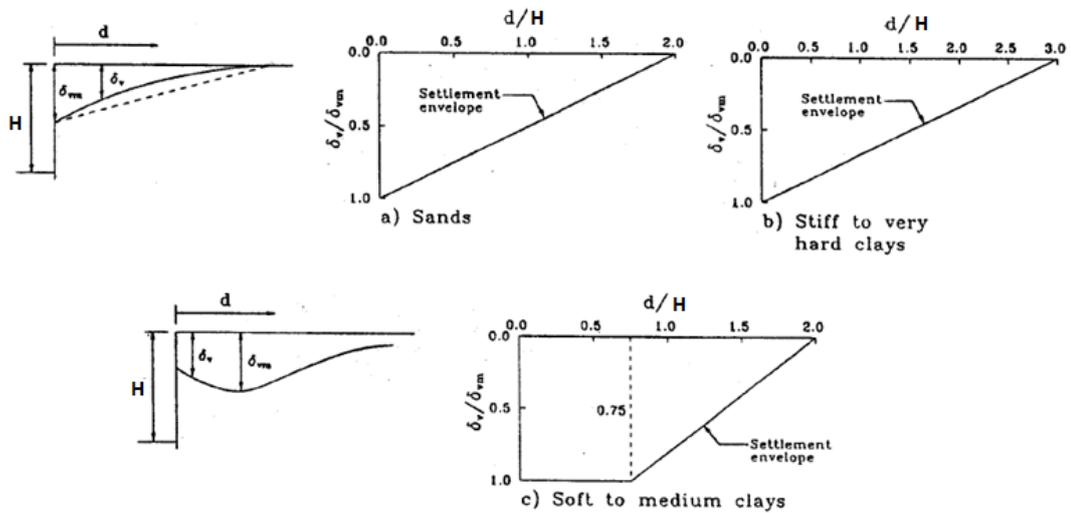


Figura 2-46: Método de Clough e O'Rourke (1990) para estimativa da distribuição de recalques na superfície (Adaptado de CLOUGH E O'Rourke, 1990).

Ou et al. (1993), através da observação de casos de obra em Taipé, Taiwan, indicou a existência de uma zona de influência aparente ("Apparent Influence Range" – "AIR") para os recalques na superfície. De acordo com os autores, as deformações superficiais ocorridas além deste limite seriam de pequena ordem, não causando danos a estruturas e instalações vizinhas. A zona AIR é aproximadamente igual zona abrangida pela cunha ativa de ruptura, tendo como valor limite a profundidade total da estrutura ($H + H_p$), assim tem-se:

$$AIR = (H + H_p) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \leq (H + H_p) \quad (69)$$

Ou et al. (1993) estabeleceram, através de análises de casos de obra que exibiram uma distribuição de recalques do tipo "spandrel", uma relação trilinear entre os deslocamentos normalizados (δ_v / δ_{vm}) e a razão entre a distância da face da escavação e a profundidade da estrutura de contenção, como ilustrado na Figura 2-47.

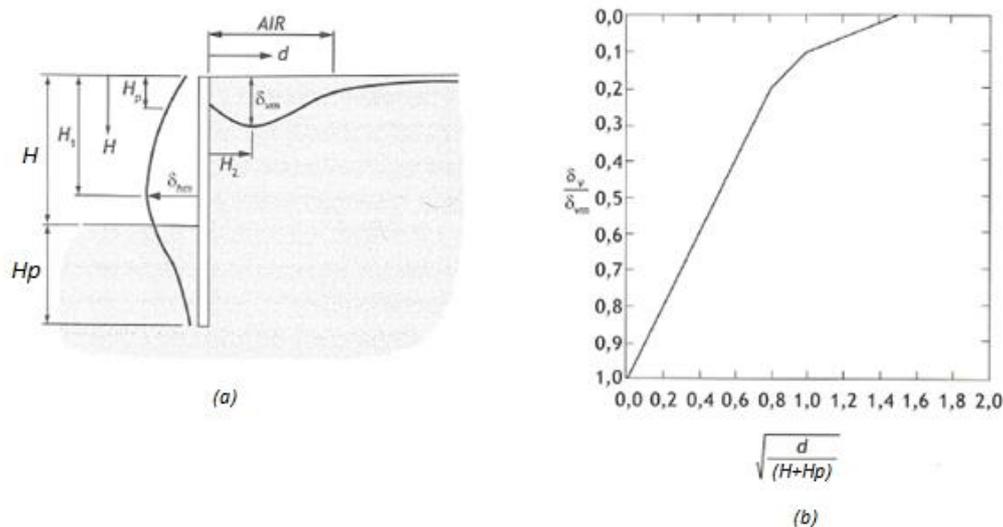


Figura 2-47: (a) Variáveis consideradas por OU et al. ,1993; (b) Relação entre os recalques e a distância da parede (OU et al. ,1993 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

HSIEH E OU (1998), com base em OU et al. (1993), propuseram, considerando o fato da profundidade da estrutura de contenção ser um parâmetro arbitrado, o uso da profundidade escavada (H) no lugar da profundidade total da estrutura na relação no eixo das abscissas, conforme observado na Figura 2-48.

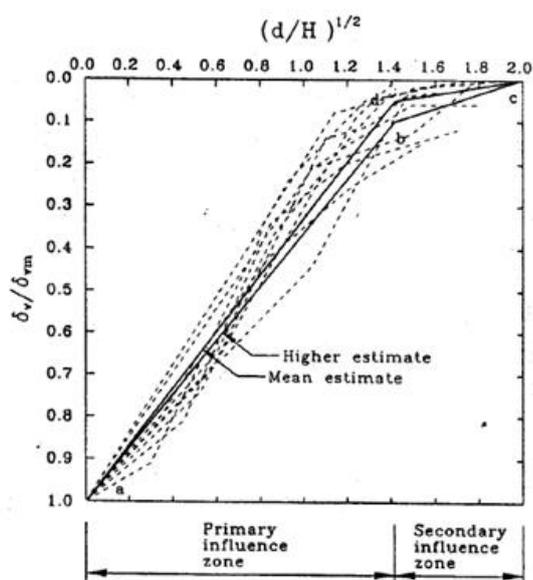


Figura 2-48 Método proposto para previsão de recalques do tipo spandrel (Adaptado de HSIEH E OU, 1998).

A Figura 2-48 mostra inúmeras curvas baseadas em diversos casos de obra. A curva (a-d-c), que corresponde à curva média, e a curva (a-b-c), que representa os recalques com maiores valores, foram obtidas através de regressão linear. As expressões (70) e (71) representam as equações das curvas (a-b) e (b-c) propostas.

$$\delta_v = \left(-0,636 \cdot \sqrt{\frac{d}{H}} + 1 \right) \cdot \delta_{vm} \quad \text{Para } d/H \leq 2 \quad (70)$$

$$\delta_v = \left(-0,171 \cdot \sqrt{\frac{d}{H}} + 0,342 \right) \cdot \delta_{vm} \quad \text{Para } 2 < d/H \leq 4 \quad (71)$$

A curva (a-b), apresentada na Figura 2-48, possui uma inclinação elevada, sugerindo que nesta zona, chamada de zona primária de influência, os recalques sejam mais acentuados, exigindo maior atenção quanto aos efeitos dos mesmos em estruturas vizinhas. A zona primária de influência apresenta um alcance de aproximadamente $2H_e$, o que vai de encontro com o observado por CLOUGH E O'ROURKE (1990).

A curva apresentada por HSIEH E OU (1998) apresenta ainda o trecho (b-c), que possui uma inclinação mais suave, indicando uma zona de influência secundária onde os recalques são menos pronunciados e conseqüentemente menos danosos às instalações vizinhas. Esta zona estende-se aproximadamente até $4H$.

Considerando situações onde o perfil de deslocamentos do tipo côncavo é predominante, segundo HSIEH E OU (1998), para a previsão da distribuição de recalques na superfície é necessário conhecer o arranjo de deslocamentos horizontais na cortina de contenção, locando-se assim seu ponto de máximo valor. Segundo estudos de OU et al. (1993) e NICHOLSON (1987), o ponto de recalque máximo na superfície ocorre aproximadamente a uma distância de metade da profundidade escavada, onde ocorre também o máximo valor da deflexão da estrutura.

A partir de estudos de casos, HSIEH E OU (1998) adotaram um valor de $0,5\delta_{vm}$ para o valor do deslocamento horizontal máximo em profundidade para uma cortina de contenção com perfil de recalque do tipo côncavo. Valores compatíveis foram observados por CLOUGH E O'ROURKE (1990), que chegaram a um intervalo de $0,5 \delta_{vm}$ e $0,7 \delta_{vm}$.

HSIEH E OU (1998) usaram o princípio Saint-Venant para estudar o comportamento de escavações. Segundo este princípio, um corpo submetido a uma determinada

combinação de ações sofre o mesmo efeito que a soma dos efeitos de cada ação aplicada separadamente ao mesmo corpo. Segundo os autores, os processos de escavações iniciais e instalação de níveis de apoios resultam em uma mesma zona de ruptura ativa. Algumas diferenças, no entanto, são observadas no estado de tensões junto à face da escavação, levando a diferentes formas de distribuição de recalques na superfície.

Conforme apresentado anteriormente, para um perfil de recalques do tipo “spandrel” a zona primária corresponde a zona de maior influência das ações da escavação, correspondendo a zona ativa de Rankine (2.H). Sendo a zona ativa mantida tanto no perfil de deslocamento do tipo “spandrel” quanto no tipo côncavo. Pelo princípio de Saint-Venant, a extensão da zona secundária, definida como a zona de menor influência dos efeitos da escavação, é similar nos dois tipos de perfil. A Figura 2-49 apresenta a completa distribuição de recalques prevista pelos autores.

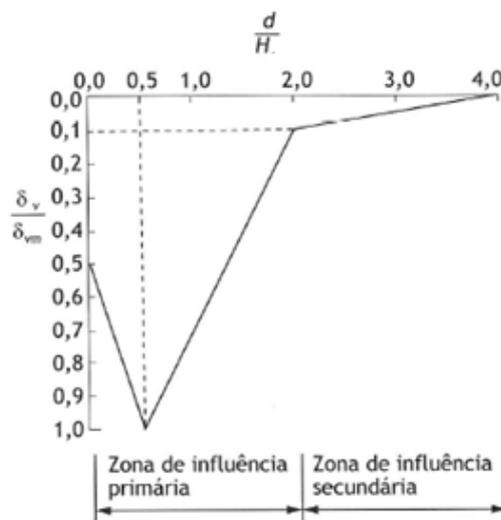


Figura 2-49: Método proposto para a previsão de recalques na superfície do tipo côncavo (HSIEH E OU ,1998 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO).

Segundo HSIEH E OU (1998), a distribuição de recalque do tipo côncavo ou do tipo “Spandrel” está condicionada aos deslocamentos horizontais do tipo em balanço em relação aos deslocamentos horizontais em profundidade. Os autores, com base em casos de obra, estabeleceram um método para determinar o tipo de distribuição de recalques. Conforme ilustrado na Figura 2-50, a área dos deslocamentos do tipo em balanço (A_c) é diferenciada das áreas do deslocamento em profundidade (A_s).

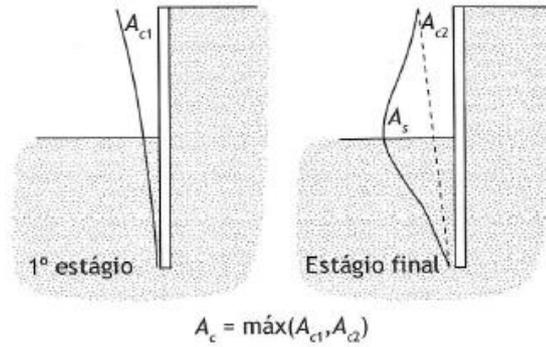


Figura 2-50: Áreas de deslocamentos em balanço e em profundidade (HSIEH E OU ,1998 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

A área relativa aos deslocamentos do tipo em balanço é definida como:

$$A_c = \text{Max} (A_{c1} , A_{c2}) \quad (72)$$

Onde: A_{c1} é a área relativa as escavações iniciais sem apoio.

A_{c2} é a área relativa ao final das escavações;

Os autores indicam que o perfil de deslocamento do tipo côncavo ocorre quando $A_s \geq 1,6 A_c$, caso contrário perfil se configura do tipo “Spandrel”.

Em geral, segundo os autores, o máximo deslocamento na superfície (δ_{vm}) pode ser estimado de acordo com o máximo deslocamento horizontal na estrutura de contenção (δ_{hm}). A Figura 2-51 apresenta a relação normalizada entre δ_{vm} e δ_{hm} , incluindo também a contribuição de Mana e Clough (1981).

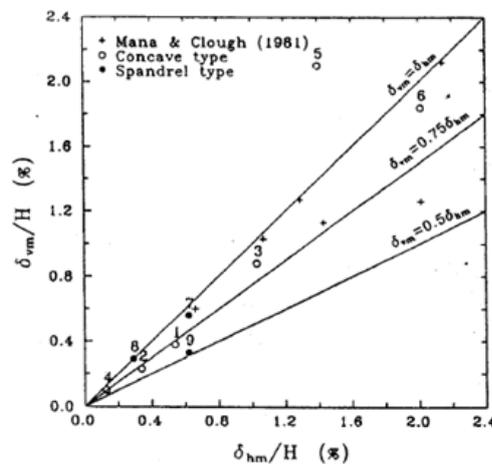


Figura 2-51: Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} (Adaptado de HSIEH E OU, 1998).

As etapas do método de HSIEH E OU (1998) podem ser resumidas, segundo os próprios autores, como segue abaixo:

- Previsão do deslocamento máximo horizontal no anteparo de contenção utilizando o método dos elementos finitos ou método da viga sobre base elástica.
- Determinação do tipo de distribuição de recalques através do cálculo das áreas de deslocamentos em balanço e da área de deslocamentos em profundidade.
- Através da Figura 2-51 estimar o máximo deslocamento na superfície (δ_{vm}) utilizando a relação $\delta_{vm} = \delta_{hm}$, $\delta_{vm} = 0,75\delta_{hm}$ ou $\delta_{vm} = 0,5\delta_{hm}$.
- Calcular o recalque na superfície em várias distâncias da face da escavação, utilizando as Figuras 2-48 e 2-49 a depender do tipo de distribuição de recalques na superfície.

O método proposto por HSIEH E OU (1998) foi baseado em diversos casos de obra em solos predominantemente argilosos, contudo, os autores não restringem sua utilização apenas para solos de natureza argilosa.

2.5.1 *Análise de danos em estruturas vizinhas*

Em adição às análises da distribuição de recalques na superfície do terreno, a avaliação dos efeitos em estruturas vizinhas constitui uma etapa fundamental no dimensionamento de estruturas de contenção. Como visto anteriormente, a movimentação horizontal de uma estrutura de contenção provoca recalques superficiais que se distribuem até determinadas distâncias da face da escavação. Assim, a análise destes efeitos em edificações vizinhas é de suma importância para o sucesso da construção.

Segundo CHANG-YU-OU (2006), recalques em edificações ocorrem principalmente em decorrência do seu próprio carregamento, seja ele relativo suas cargas permanentes ou acidentais. O aumento dos recalques pode levar a danos, ou mesmo a rupturas, dos componentes de uma estrutura em decorrência de esforços adicionais oriundos dos deslocamentos. A depender das condições estratigráficas do terreno e da concepção adotada nas fundações, as estruturas podem ser mais ou menos sensíveis às movimentações do terreno. É o caso de fundações superficiais, as quais são muito influenciadas por movimentações do terreno em que estão assentes.

A principal causa de danos às estruturas é a distorção angular (CHANG-YU-OU, 2006), ou também chamada de recalque distorcional. A Figura 2-52 ilustra esquematicamente a distorção angular induzida por recalques na superfície provocados por serviços de escavação.

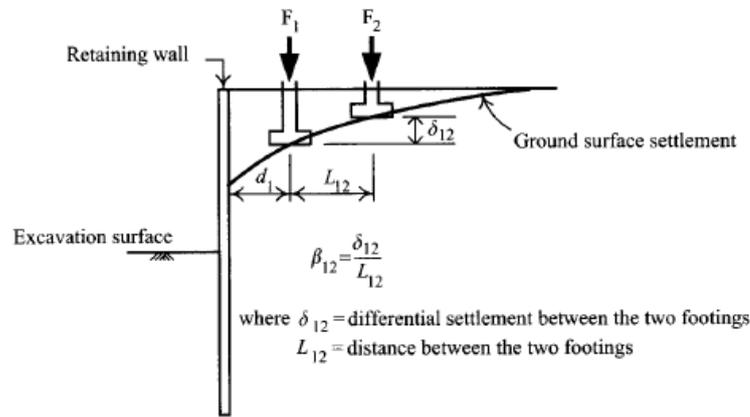


Figura 2-52: Distorção angular para fundações superficiais próximas a escavações (CHANG-YU-OU, 2006).

A avaliação de edificações localizadas em áreas adjacentes a uma escavação é um problema de difícil avaliação. A determinação de um limite plausível para os recalques oriundos dos serviços de escavação se torna complicado visto que estas estruturas já podem ter sofrido recalques devido a seu próprio carregamento. Assim, o recalque final é composto por duas parcelas, uma relativa ao recalque oriundo do carregamento da estrutura, e outra devido aos recalques em decorrência dos serviços de escavação. A combinação destas duas parcelas deve ser inferior ao recalque limite considerado prejudicial à estrutura.

Muitos autores realizaram estudos para obter limites aceitáveis de recalque distorcional para diferentes tipos de estrutura. A Figura 2-53 apresenta as sugestões BJERRUM (1963) complementadas por VARGAS E SILVA (1973), para distorções angulares (β) relacionadas aos possíveis danos causados em estruturas.

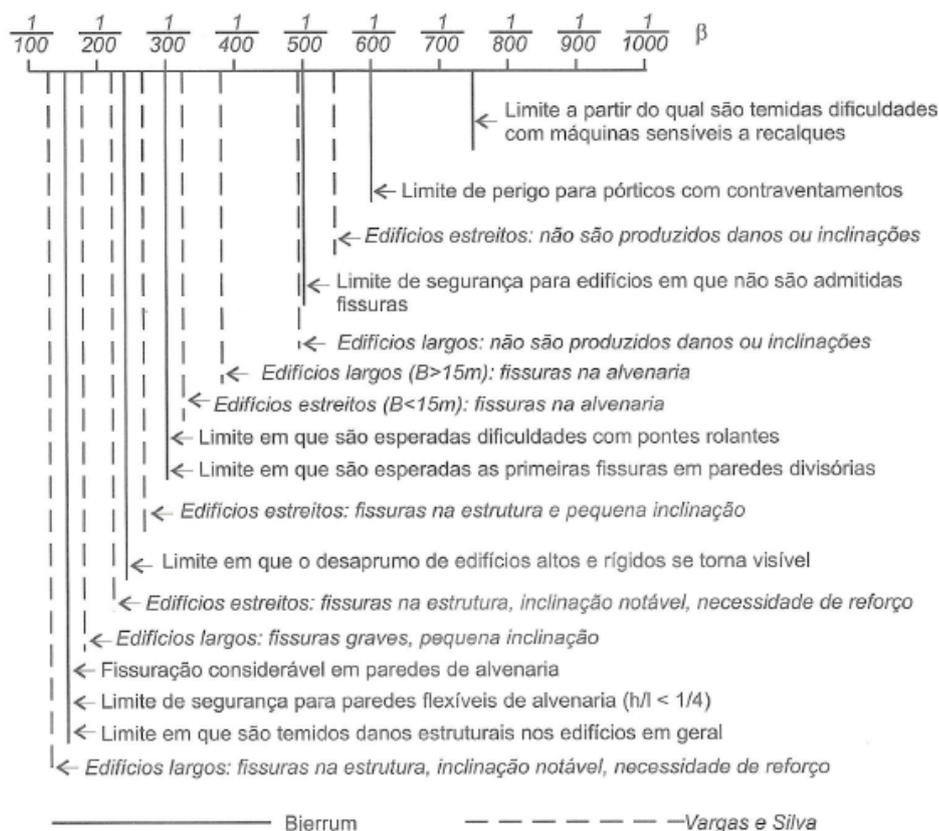


Figura 2-53: Distorções angulares associadas aos danos causados (VELLOSO E LOPES, 2010).

As Tabelas de 2-6 e 2-7 apresentam as recomendações de SKEMPTON E MACDONALD (1956) acerca dos danos nos elementos estruturais associados as distorções angulares para edifícios estruturados e para paredes portantes armadas, assim como as de BURLAND E WORTH (1974) para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas.

Tabela 2-5: Valores limites de distorção angular para edifícios em concreto armado e para paredes portantes armadas (SKEMPTON E MACDONALD, 1956, adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).

Distorção Angular (β)	Comportamento das estruturas
1/500	Danos não estruturais
1/300	Danos não estruturais como fissuras em paredes ou divisórias
1/150	Danos estruturais

Tabela 2-6: Valores limites de distorção angular para paredes portantes não armadas (BURLAND AND WROTH,1974, adaptado de CHANG-YU-OU, 2006).

Tipo de deformação	Limite da relação (Δ/L)
Côncava para cima	L/2500 para L/H=1
	L/1250 para L/H=5
Convexa para cima	L/5000 para L/H=1
	L/2500 para L/H=5

2.6 Modelagem numérica

Nos itens a seguir são apresentadas as principais características do “software” Plaxis 2D, ferramenta utilizada no presente trabalho com a finalidade de melhor entender o comportamento da escavação em balanço estudada.

Conforme descrito em seu manual de referência, o Plaxis 2D constitui uma ferramenta computacional que utiliza o método dos elementos finitos para a análise de deformações e análises de estabilidade de problemas relacionados à engenharia geotécnica. Suas análises são realizadas em um ambiente bidimensional, sendo possível modelar numericamente condições de axissimetria e de estado plano de deformações, conforme descritas adiante.

2.7 Modelagem em 2D

Conforme citado por SANTOS (2016), POTTS E ZDRAVKOVIC (1999) destacam que em problemas reais, simplificar e/ou idealizar a geometria e as condições de contorno da situação pode ser necessário. Este é o caso da escolha do tipo de análise que melhor se adequa à situação a ser estudada.

Segundo GOUW (2014), adotar uma análise em estado plano de deformações (Plane Strain Model) equivale a considerar que apenas deformações no plano xy podem ocorrer, enquanto as deformações na direção normal a este plano são consideradas nulas. Será válida esta hipótese em problemas de escavação, quando o comprimento de escavação for significativamente maior que a sua largura (GOUW, 2014).

O modelo axissimétrico, utilizado para avaliações de geometrias circulares, admite segundo GOUW (2014), que as deformações radiais são iguais em todas as direções, ou seja, $\varepsilon_x = \varepsilon_z$. Os modelos podem ser exemplificados conforme ilustrado na Figura 2-54. Nesta figura, em (a) é apresentada uma situação de estado plano de deformações e em (b) a condição de axissimetria.

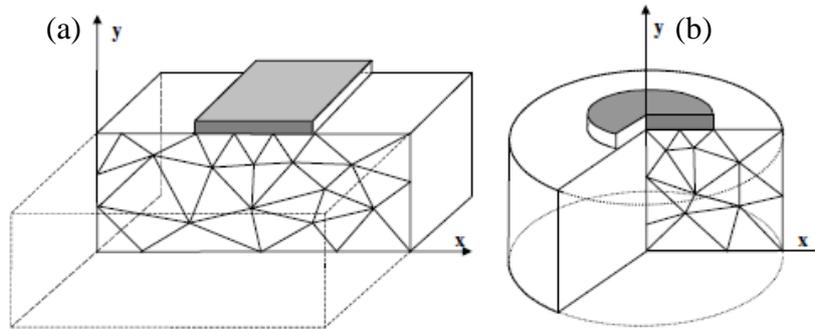


Figura 2-54: Estado plano de deformações (a) e modelo axissimétrico (b) (BRINKGREVE et al., 2002).

2.7.1 Elementos da malha de elementos finitos

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), podem ser escolhidas duas opções para a discretização das camadas do solo, os elementos triangulares de 6 ou 15 nós. Os elementos de 15 nós proporcionam uma interpolação de 4° ordem para deslocamentos e uma integração numérica de Gauss para tensões de 12 pontos. Os elementos triangulares de 6 nós contam com uma interpolação de 2° ordem e 3 pontos de Gauss, conforme ilustrado na Figura 2-55.

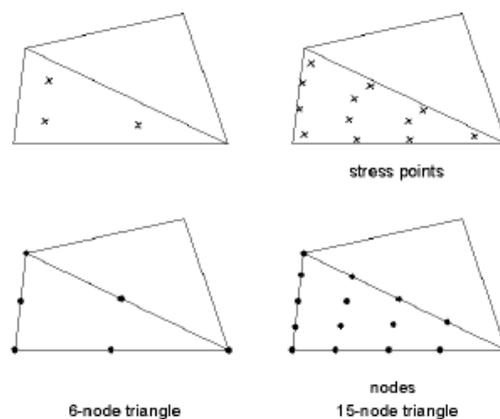


Figura 2-55: Posições dos nós e pontos de tensões nos elementos (BRINKGREVE et al., 2002).

O citado autor afirma que com a adoção de elementos triangulares de 15 nós é possível obter resultados mais acurados, principalmente para problemas de difícil modelagem, que por vezes demandam uma série de simplificações que podem influenciar o resultado. A adoção deste elemento leva a um maior tempo de processamento e um consumo superior de memória computacional. Os elementos triangulares de 6 nós proporcionam resultados bastantes acurados para problemas mais simples, contudo, cuidados devem ser tomados na adoção do modelo axissimétrico quando a ruptura assume um papel importante, como na avaliação da capacidade de carga de fundações superficiais ou nas análises de estabilidade em termos do fator de segurança global (ϕ -c reduction). Nestes casos o uso dos elementos de 6 nós pode superestimar os valores de carga de ruptura e fator de segurança, segundo BRINKGREVE et al (2002).

2.7.2 Elementos de interface

Segundo GOUW (2014), a interação entre o elemento estrutural e a malha de elementos finitos correspondente ao solo é controlada através de elementos de interface. Estes são usados para alterar o atrito entre a estrutura e o solo. Esta interação é realizada reduzindo-se a resistência na interface através do parâmetro denominado R_{inter} , que assume valores entre 0,01 e 1,0. O menor valor indica que praticamente não há atrito entre o solo e a estrutura, e em oposição a este, o maior valor considera uma interação completa entre o elemento estrutural e o solo, significando que os mesmos não podem deslizar entre si.

Segundo SANTOS (2016), o valor de R_{inter} relaciona a resistência na interface (atrito e adesão da parede) com a resistência do solo (ângulo de atrito e coesão). BRINKGREVE et al. (2002), apresentam as seguintes relações.

$$R_{inter} = \frac{C_{interface}}{C_{solo}} \leq 1,0 \quad (73)$$

$$R_{inter} = \frac{\tan(\phi_{interface})}{\tan(\phi_{solo})} \leq 1,0 \quad (74)$$

Onde: R_{inter} é o parâmetro de redução da resistência na interface

$C_{interface}$ é a adesão na interface.

C_{solo} é a coesão do solo.

$\phi_{interface}$ é o ângulo de atrito na interface.

ϕ'_{solo} é o ângulo de atrito do solo.

GOUW (2014) enfatiza que estudos numéricos têm mostrado que a variação do R_{inter} tem influência direta nos momentos fletores das estruturas de contenção. Segundo o autor quanto menor o valor de R_{inter} maior o valor do momento. Na Tabela 2-8 são apresentadas sugestões de valores para este parâmetro.

Tabela 2-7: Sugestões de valores para R_{inter} (BRINKGREVE AND SHEN. 2001 apud GOUW, 2014)

Interação	R_{inter}
Areia e aço	0,6 - 0,7
Argila e aço	0,5
Areia e concreto	1,0 - 0,8
Argila e concreto	1,0 - 0,7
Solo e geogrelha	1

2.7.3 Modelos Constitutivos

O “software” Plaxis 2D disponibiliza diversos modelos constitutivos para simular o comportamento do solo, cada qual com características particulares e aplicabilidade para diferentes situações de análise. Os modelos *Mohr-Coulomb* (MC), *Soft Soil Model*, *Hardening Soil* (HS), *Soft Soil Creep*, *Hardening Soil with Small Strain*, *Modified Cam-clay*, entre outros, são exemplos das opções disponibilizadas. Na presente Dissertação serão descritas as principais características dos modelos de *Mohr-Coulomb e Hardening Soil*, por se tratarem de modelos constitutivos geralmente adotados para problemas de modelagens de escavações.

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), o modelo Mohr-Coulomb caracteriza-se por um modelo elástico perfeitamente plástico. Seus principais parâmetros de entrada são:

- E_{ref} : Módulo de elasticidade
- ν : Coeficiente de Poisson
- ϕ' : Ângulo de atrito
- c' : Coesão
- Ψ : Ângulo de dilatância ($\Psi=0$ – Para $\phi' \leq 30^\circ$ e $\Psi= \phi' - 30^\circ$ – Para $\phi' > 30^\circ$)

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), a determinação do valor do módulo de elasticidade exige uma grande atenção. O módulo de elasticidade inicial é denotado por E_0 , já o módulo de elasticidade secante para 50% da tensão de ruptura no ensaio triaxial drenado é dado por E_{50} , como ilustrado na Figura 2-56 em que é apresentada a curva tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) versus deformação axial (ϵ_1). Segundo os autores citados anteriormente, para argilas altamente sobre adensadas com uma larga fase linear elástica, a adoção do módulo de elasticidade inicial E_0 é coerente com o comportamento esperado do solo, porém, quando se modela solos arenosos ou argilas normalmente ou pouco adensadas, torna-se mais adequada a adoção do módulo E_{50} .

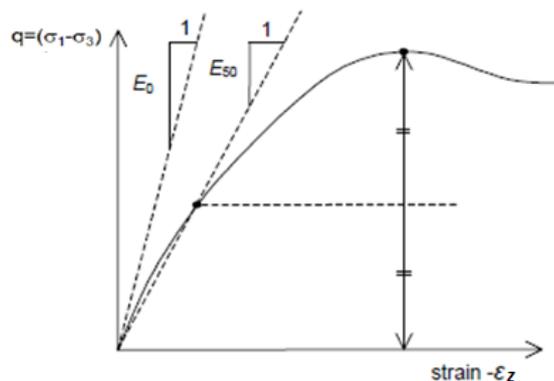


Figura 2-56: Definição de E_0 e E_{50} para o ensaio triaxial drenado (BRINKGREVE et al. ,2002).

GOUW (2014) apresenta a Figura 2-57 para exemplificar o comportamento do modelo MC. Segundo o autor, neste modelo, o módulo de elasticidade é considerado constante em toda a fase elástica até que se atinja a ruptura, caracterizando o início da fase plástica. O autor citado preconiza que, na realidade, o solo possui um comportamento não linear, assim, o módulo de elasticidade nunca é constante, uma vez que este sofre variação com o nível de tensões aplicado à massa de solo. Como ilustrado na Figura 2-58, à medida que o carregamento aumenta, o módulo de elasticidade decresce. GOUW (2014) destaca que para níveis de tensões inferiores a 50% da tensão de ruptura, o modelo MC pode superestimar o movimento do solo, e para valores superiores (o que significa um fator de segurança global menor no que 2) a utilização deste modelo pode subestimar este efeito, obtendo-se resultados contra a segurança.

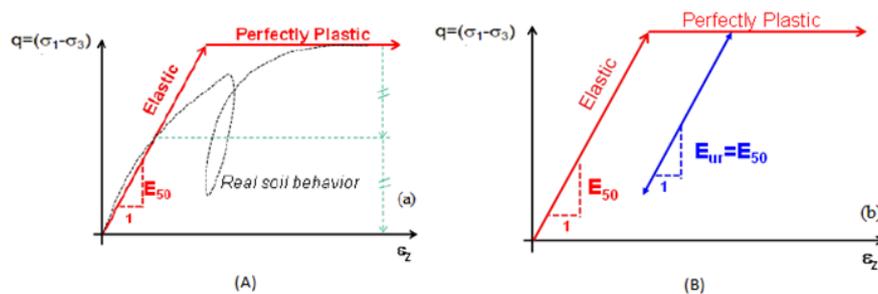


Figura 2-57: Modelo Mohr-Coulomb (GOUW, 2014).

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), o modelo MC deve ser usado para análises preliminares, objetivando-se a obtenção preliminar da ordem de grandeza dos resultados. Em decorrência do módulo de elasticidade constante em diversas camadas, esse modelo também tende a ser relativamente mais rápido no processamento, além de possuir menos parâmetros, o que facilita a entrada de dados.

Outra característica importante do modelo MC, segundo GOUW (2014), é a consideração do módulo de carregamento e descarregamento E_{ur} igual ao módulo de elasticidade secante tomado como E_{50} . Segundo o autor citado, em condições de descarregamento / recarregamento, o módulo de elasticidade do solo se mostra superior ao modelo de carregamento inicial em uma ordem de 2 a 5 vezes ($E_{ur} = 2 \sim 5 \cdot E_{50}$).

Segundo GOUW (2014), o comportamento real observado na curva tensão deformação mostra que, quando carregado, o solo se comporta de uma forma não linear, apresentando o comportamento ilustrado na Figura 2-58.

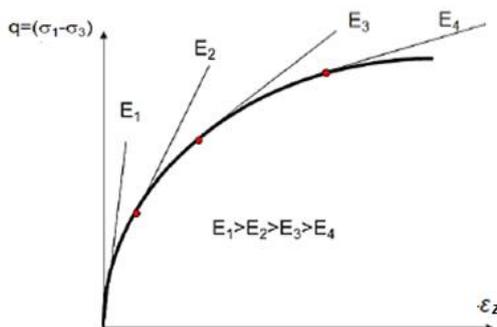


Figura 2-58: Curva tensão-deformação não linear (GOUW, 2014).

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), o modelo HS é um modelo avançado de simulação do comportamento de inúmeros tipos de solos. Segundo os autores, quando

submetidos a um carregamento primário, solos apresentam um decréscimo na rigidez e simultaneamente desenvolvem deformações plásticas irreversíveis. No caso especial do ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial e tensões podem ser aproximadas de uma hipérbole. GOUW (2014) cita que o comportamento não linear dos solos pode ser similar ao modelo hiperbólico proposto por DUNCAN E CHANG (1970).

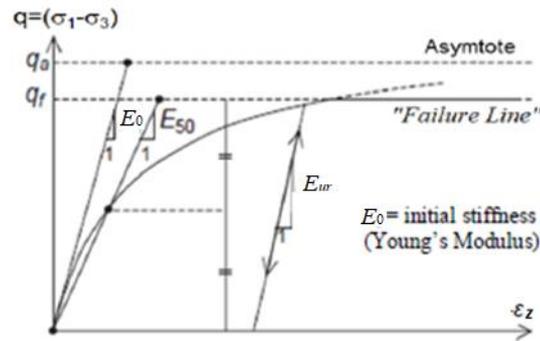


Figura 2-59: Formulação do modelo Hardening Soil (GOUW, 2014).

Os principais parâmetros de entrada do modelo HS são os apresentados a seguir.

- m – Expoente de dependência da rigidez em relação ao nível de tensões (pode ser considerado igual a 1 para argilas e em torno de 0,5 para areias).
- E_{50}^{ref} – Módulo de elasticidade de referência para uma pressão de confinamento de referência p_{ref} , (100kPa por “default” do Plaxis)
- E_{oed}^{ref} – Módulo tangente devido à compressão primária do ensaio de compressão oedométrico.
- E_{ur}^{ref} , ν_{ur} – Parâmetros elásticos de descarregamento / recarregamento do ensaio triaxial drenado. Como padrão do Plaxis são tomados os valores $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ e $\nu_{ur} = 0,2$ (BRINKGREVE et al., 2002)
- c , ϕ' e Ψ – Parâmetros de ruptura conforme o modelo Mohr-Coulomb.
- p_{ref} – Tensão de referência para rigidez. Como padrão do Plaxis é tomado o valor de $p_{ref} = 100kPa$.
- K_0^{nc} – Valor de K_0 para o caso normalmente adensado. Como padrão do Plaxis é tomado o valor de $K_0^{nc} = 1 - \text{sen}\phi$ (BRINKGREVE et al., 2002).
- R_f – Razão de ruptura $q_f / q_a \leq 1,0$. Como padrão do Plaxis é tomado o valor de $R_f=0,9$ (BRINKGREVE et al., 2002).

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), a vantagem do modelo HS perante o modelo MC não está somente no uso da relação tensão-deformação hiperbólica no lugar da relação bi-linear, ou elasto-plástica, ilustrada da Figura 2-57, mas também no controle da dependência do módulo de elasticidade com o nível de tensão no solo. No modelo HS o módulo de elasticidade E_{50} é dado pela expressão (75). O parâmetro E_{50}^{ref} corresponde ao módulo de elasticidade de referência, definido para a tensão menor principal $-\sigma_3 = p^{ref}$, em que $-\sigma_3$ é a tensão de confinamento no ensaio triaxial. O sinal negativo indica que esta é uma tensão de compressão.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi' - \sigma'_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi' + p_{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (75)$$

Segundo BRINKGREVE et al. (2002), ao contrário dos modelos baseados na Teoria da Elasticidade, o modelo HS não fixa a relação entre o módulo de elasticidade secante para o ensaio triaxial drenado E_{50} e o módulo oedométrico E_{oed} . No modelo HS este parâmetro pode ser inserido de forma independente. O módulo de elasticidade oedométrico é definido pela expressão (76).

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi' - \sigma'_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi' - p_{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (76)$$

Onde E_{oed}^{ref} é o módulo de elasticidade tangente para uma tensão vertical efetiva de $-\sigma'_1 = p_{ref}$.

GOUW (2014) apresenta, para problemas de escavação, os caminhos de tensões na massa de solo em decorrência das diversas fases de escavação. São definidos os pontos B, abaixo do nível de escavação, e o ponto A, localizado atrás do muro de contenção, conforme ilustrado na Figura 2-60, apresentada por GOUW (2014) e reproduzida por SANTOS (2016).

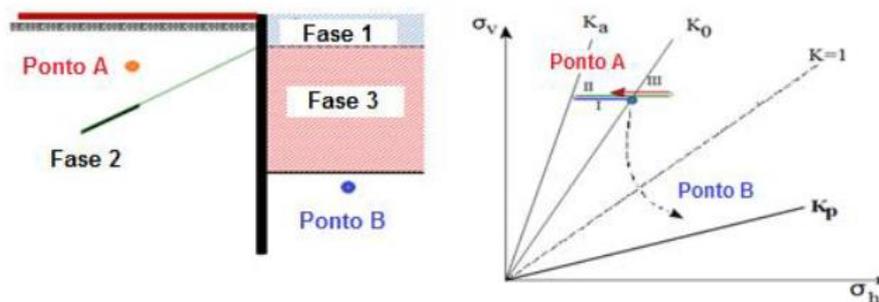


Figura 2-60: Caminhos de tensões de um problema típico de escavação, (GOUW, 2014 apud SANTOS,2016).

Da observação da Figura 2-60 nota-se que as fases 1 e 3 correspondem às fases de escavação. A fase 2 corresponde à introdução do tirante no muro de contenção. Assim, nas fases 1 e 3, a massa de solo que contém o ponto B sofre o efeito do descarregamento gerado pela retirada da massa de solo das camadas superiores. Com os serviços de escavação e tracionamento do tirante, a massa de solo que contém o ponto A sofre variados efeitos. Na fase 1, o ponto A sofre o efeito de descarregamento devido aos serviços de escavação, na fase 2 um recarregamento gerado pela introdução da tensão na ancoragem, e na fase 3 novamente sofre um descarregamento. Este caminho de tensões ilustra a necessidade da utilização de diferentes valores de rigidezes para análises de problemas de escavação. A Figura 2-61 apresenta, conforme os diversos estágios de execução, os correspondentes módulos de elasticidade.

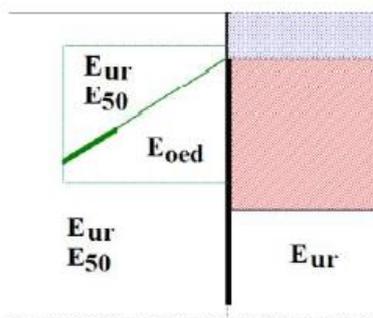


Figura 2-61: Comportamento para a massa do solo em problemas típicos de escavação (BRINKGREEVE et al., 2011 apud GOUW, 2014).

No modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, é admitido um módulo de elasticidade único, não sendo possível caracterizar o comportamento das diferentes fases explicitadas acima. Esta característica pode levar a deformações irreais, muitas vezes superestimando

o levantamento do fundo da escavação ou prevendo levantamentos irreais do terreno atrás do muro de contenção.

A rigidez do solo, segundo as variadas fases de carregamento, é automaticamente considerada no modelo Hardening Soil, como mostrado anteriormente, tornando este modelo o mais conveniente para o estudo de escavações.

2.7.4 *Condição de análise*

Assim como nas análises dos empuxos de terra, as modelagens de situações de escavação também se distinguem pelo momento crítico da obra. Segundo GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO (2016) entende-se por análise drenada aquela em que se considera ter havido toda a dissipação de excesso de poropressão gerado pelo descarregamento. Ao contrário desta, em análises não drenadas entende-se não ter havido a dissipação de todo o excesso de poropressão,

O tipo de análise a ser considerada está diretamente ligada a natureza do solo e ao momento crítico em que esta é realizada. Para solos arenosos, em geral, são realizadas análises drenadas visto que a dissipação do excesso de poropressão ocorre em curto prazo. Para solos argilosos o momento crítico de análise, curto prazo, remete a análises não drenadas, enquanto para análises em longo prazo a condição drenada é a mais adequada.

É comum na mecânica dos solos serem realizadas análises no curto prazo de argilas saturadas (análise não drenada) com parâmetros não drenados (S_u , $\phi=0$, E_u e ν_{ur}), contudo, segundo GOUW (2014), em muitos códigos de MEF, as análises não drenadas são frequentemente realizadas através de uma abordagem drenada. Isto se deve a relação matemática entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento da condição drenada (c') e não drenada ($C_u = S_u$), ilustrada na Figura 2-62.

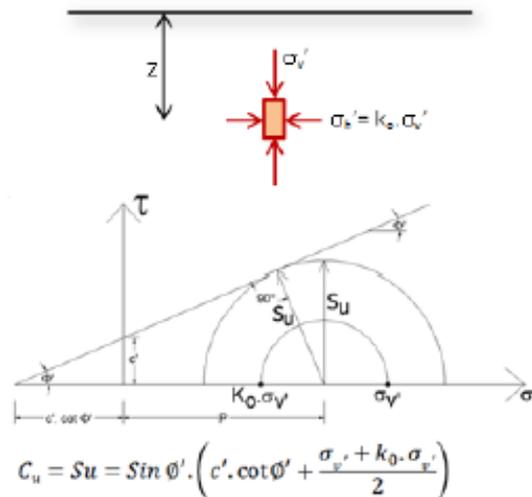


Figura 2-62: Formulação da resistência não drenada por parâmetros drenados (GOUW, 2014).

De acordo com o autor citado, quando a opção não-drenada é utilizada na análise, o programa Plaxis 2D automaticamente adiciona rigidez de água na massa de solo, assim, caso parâmetros não drenados tenham sido adotados, como de costume na mecânica dos solos, a rigidez do modelo se torna maior do que deveria ser, levando a valores incorretos de deformações.

GOUW (2014) apresenta 3 combinações de entrada de dados para análises não drenadas, conforme apresentado na Tabela 2-7.

O autor citado sugere que apesar das condições drenadas configurarem a pior situação para problemas de escavações e muros de contenções, quando há presença de solos argilosos saturados, deve-se verificar o comportamento não drenado considerando tanto a condição de análise não drenada A e B apresentadas na Tabela 2-9.

Tabela 2-8: Análise não drenada (GOUW, 2014).

ANÁLISE	PARÂMETROS
Não - Drenada A	Análise em termos de tensão efetiva (TTE) Comportamento do material: não drenado Parâmetros efetivos: c' , ϕ' , ψ' Parâmetros de rigidez efetiva: $E'_{50, V'}$
Não - Drenada B	Análise em termos de tensão efetiva (TTE) Comportamento do material: não drenado Parâmetros efetivos: $c = S_u$, $\phi=0$ Parâmetros de rigidez efetiva: $E'_{50, V'}$
Não - Drenada C	Análise em termos de tensões totais (TTT) Comportamento do material: não poroso / drenado Parâmetros efetivos: $c = S_u$, $\phi=0$ Parâmetros de rigidez efetiva: $E_{50, V=0,495}$

2.7.5 Aspectos gerais de modelagens numéricas de escavações

De acordo com POTTS (2003), análises numéricas podem levar a um dimensionamento mais econômico quando comparada a métodos teóricos convencionais, porém, ainda que muitos profissionais geotécnicos utilizem “software” capazes de realizar tais análises, estes não os usam com toda sua complexidade e possibilidades.

Segundo o autor citado, no dimensionamento geotécnico de uma estrutura de contenção deve-se assegurar a sua completa estabilidade. Primeiramente, a estrutura deve ser estável como um todo, ou seja, deve-se garantir a segurança à ruptura rotacional, translacional e vertical. Em segundo lugar, deve-se verificar a estabilidade global da estrutura, traduzida, por exemplo, na segurança à ruptura do maciço e seu possível escorregamento.

Outro aspecto importante destacado por POTTS (2003) sobre análises numéricas, especificamente quando se tratam de análises computacionais utilizando o método dos elementos finitos, é que a exatidão das análises depende essencialmente da capacidade do modelo constitutivo do solo em simular adequadamente seu real comportamento, além da habilidade do engenheiro geotécnico em modelar corretamente as condições de contorno do problema.

SANTOS (2016) resumiu as contribuições de OU et al. (1996) acerca de seus estudos sobre análise tridimensional de uma escavação profunda. Os autores realizaram diversas análises paramétricas objetivando estudar o efeito, em termos de deslocamentos horizontais, da distância de uma dada seção ao canto da escavação (Figura 2-63). Para tal, foram também realizadas análises baseadas em modelos bidimensionais que serviram como parâmetro de comparação nos estudos.

OU et al. (1996) denominaram de parede primária a parede que contém a seção analisada e de parede complementar à perpendicular à primária, conforme ilustrado na Figura 2-63.

Foram realizadas, primeiramente, análises tridimensionais (3D), tendo sido fixada a largura B da parede complementar e, assim, obtendo-se os deslocamentos de diversas seções localizadas a uma distância variável “ d ” do canto da escavação. Foram efetuadas análises com diferentes valores de “ B ” (20, 40, 60 e 100m). Variou-se, também, o comprimento da parede primária “ L ” (mesmo intervalo de valores). Em paralelo, foram realizadas análises 2D visando-se a comparação com os resultados das análises em 3D.



Figura 2-63: Configuração do caso hipotético utilizado na análise paramétrica, (OU et al.,1996, apud SANTOS, 2016).

Os resultados apresentados na Figura 2-64 indicam que, em geral, os deslocamentos da seção aumentam com o afastamento da mesma em relação ao canto. No primeiro quadro pode-se observar que, para a largura da parede complementar $B=20\text{m}$, a distância do canto à seção analisada apresenta valores muito próximos para diferentes valores do comprimento da parede primária L . Os deslocamentos crescem com o afastamento do canto e alcança seu valor máximo para distância superior a 25 m, convergindo com os resultados das análises 2D. Para valores de B superiores a 20m, o encurtamento da parede

primária (L) reduz os valores máximos dos deslocamentos, como pode ser observado no quarto quadrante, correspondente a largura B=100m

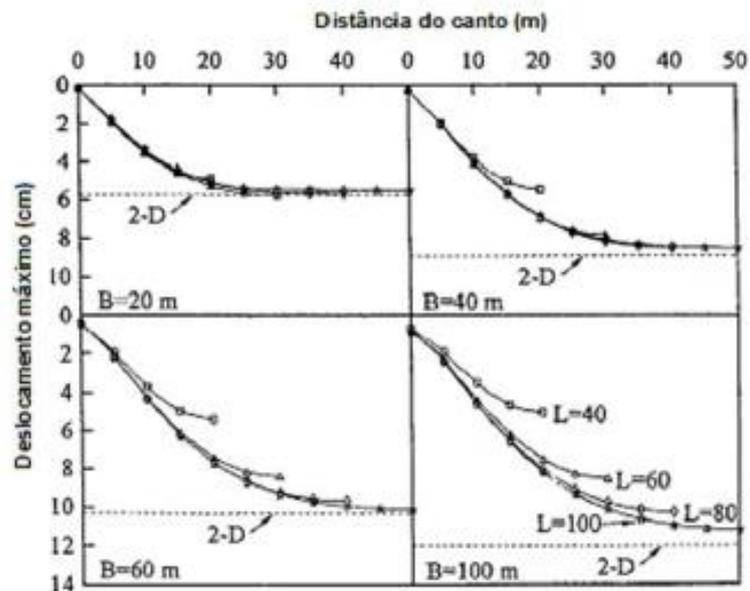


Figura 2-64:Variação do deslocamento da parede versus a distância do canto (OU et al.,1996, apud SANTOS, 2016)

A partir dos estudos, os autores propuseram uma razão entre o máximo deslocamento da seção nas análises 3D (δ_{3D}) e o deslocamento obtido das análises para o estado plano de deformações (δ_{ps}). Esta relação foi denominada PSR “plane strain ratio”, possuindo valores variando entre 0 e 1. Valores de PSR iguais ou próximos a 1 indicam que a seção se encontra na condição de estado plano de deformações. Neste caso, os valores obtidos a partir de análise 2D são similares aos obtidos a partir de análise 3D.

A variação da razão PSR pode ser observada na Figura 2-65, onde foi acrescentada a análise para B=80m. Os resultados foram apresentados, variando-se os valores da largura da parede complementar “B”, para um valor fixo do comprimento da parede primária L. Nota-se, pela observação do primeiro quadro, que para paredes primárias com valores inferiores a 40m não há seções no estado plano de deformações, mostrando ainda que o aumento do parâmetro “B” proporciona o afastamento da condição de estado plano de deformações. Para elevados comprimentos de parede primária, ainda que haja influência do efeito do canto, as seções centrais encontram-se próximas à condição de estado plano de deformações, o que traduz um PSR próximo da unidade.

OU et al (1996), relacionaram a razão PSR com a relação B/L, sendo B a largura da parede complementar e L o comprimento da parede primária (Figura 2-66). Esta relação foi obtida para faixas de parede primária com valores entre 20 e 100 m, ficando limitada a aplicação do método para este intervalo.

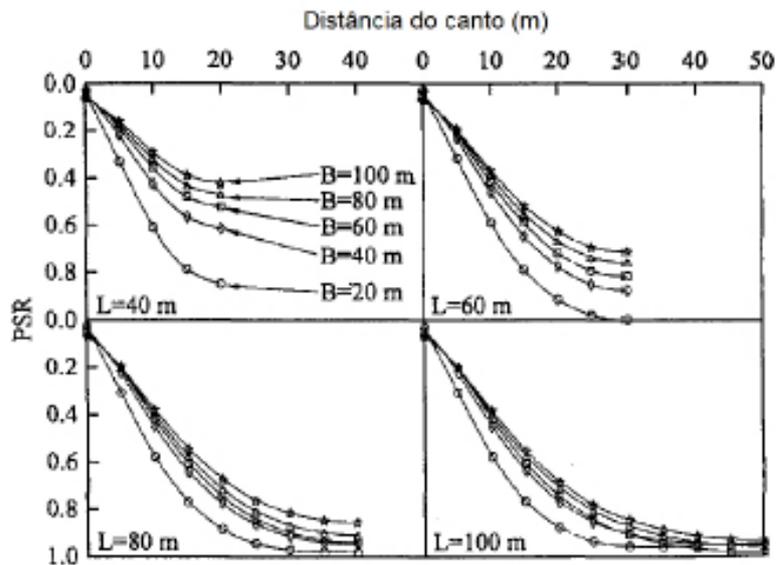


Figura 2-65: Curvas representativas da variação do PSR para máximo deslocamento da parede versus distância em relação ao canto (OU et al.,1996, apud SANTOS, 2016).

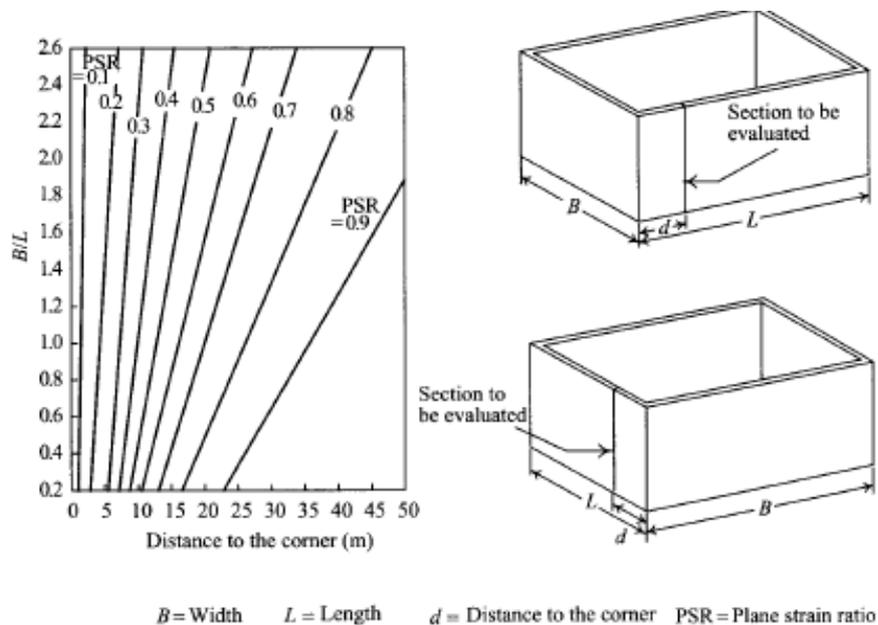


Figura 2-66: Curvas B/L versus distância em relação ao canto da escavação para diferentes valores de PSR (CHANG-YU-OU, 2006).

Os autores citados sugerem a aplicação do método para a obtenção de uma aproximação inicial da razão entre os resultados de uma análise 3D e 2D. Ou et al. (1996) ressaltam ainda que esta aproximação pode não ser considerada uma regra absoluta, uma vez que não são considerados fatores que possivelmente influenciariam os resultados, como a sequência executiva, a profundidade da escavação, o comprimento da ficha, a rigidez da cortina, a resistência do solo, a geometria da escavação, entre outros.

Em seus estudos, POTTS (2003), apresentou a comparação entre diversos aspectos de modelagens numéricas de casos de escavação. POTTS (2003) estudou uma escavação profunda relativa à construção de novas linhas de metrô na cidade de Londres. A escavação estudada possui dimensões em planta de 35x35 m e 40 m de profundidade.

POTTS (2003), realizou primeiramente duas análises 2D, uma considerando estado plano de deformações (Plane Strain) e outra considerando uma condição de axissimetria. A parede de concreto foi modelada com uma espessura de 1,2 m e teve profundidade de 46,7 m. As camadas do solo foram modeladas segundo um modelo constitutivo com pequena variação de rigidez. Os resultados dos deslocamentos horizontais e distribuição de recalques na superfície para o estado plano de deformações e para a condição axissimétrica podem ser observados nos gráficos apresentados na Figura 2-67.

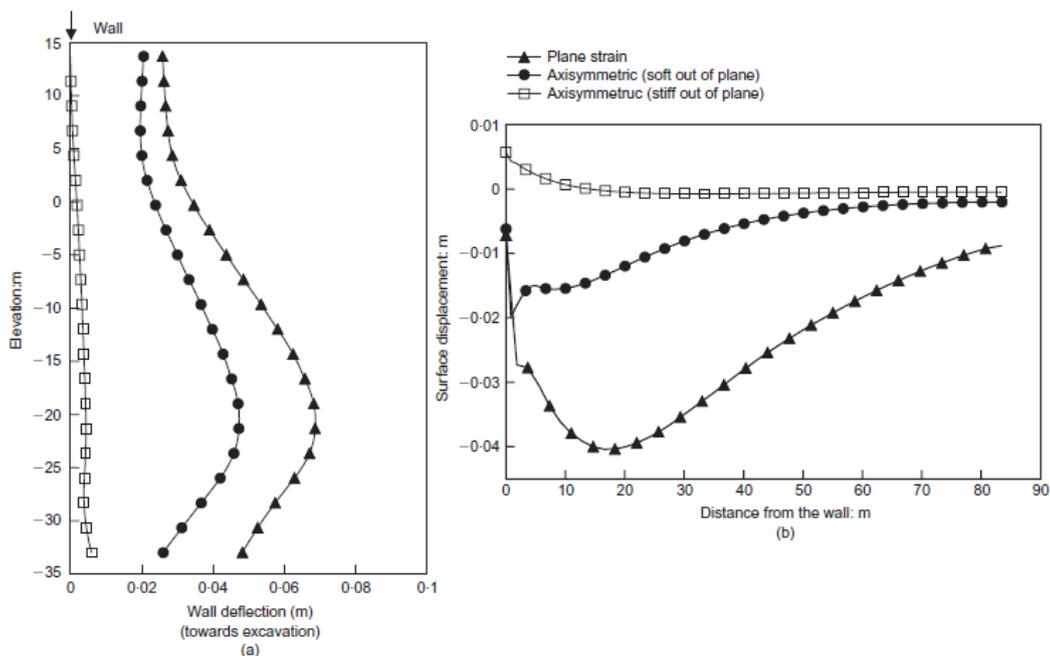


Figura 2-67: Comparação dos resultados para diferentes geometrias: (a) deslocamentos da parede; (b) distribuição de recalques na superfície (POTTS, 2003).

Duas análises axissimétricas foram realizadas como observado na Figura 2-67. Em uma delas (“Stiff out of plane”), foram adotadas propriedades isotrópicas para a parede, assumindo os mesmos valores para a rigidez circunferencial e vertical. Esta análise previu um deslocamento da parede muito pequeno, se configurando como irrealista. Segundo o autor, é difícil a construção de uma estrutura de contenção que tenha uma substancial rigidez circunferencial, o que justificaria os resultados obtidos. Na segunda análise axissimétrica (“Soft out of plane”), foram consideradas propriedades anisotrópicas, com rigidez circunferencial baixa, resultando em valores mais próximos do esperado. Nas análises para o estado plano de deformações os resultados indicaram grandes movimentações da estrutura e, como consequência, os recalques na superfície adjacente à escavação se mostraram mais pronunciados.

POTTS (2003) indica ser apropriado o uso de análises em estado plano de deformações para regiões centrais da estrutura, onde os deslocamentos são maiores que em seus cantos. Já o modelo axissimétrico é indicado para regiões mais próximas dos cantos, onde os deslocamentos são menos pronunciados.

O autor citado desenvolveu ainda um estudo de caso com base em análise tridimensional. Os modelos constitutivos do solo e dos elementos estruturais foram mantidos os mesmos utilizados nas análises em duas dimensões. Foram realizados os estudos para uma parede diafragma com rigidez horizontal 1/5 da vertical, e para uma cortina de estacas contíguas. A parede diafragma foi modelada em elementos de “Shell” e a cortina de estacas foi modelada usando elementos sólidos. Conforme exposto por POTTS (2003), paredes diafragma são compostas de vários segmentos em concreto armado separados por uma junta. As paredes de estacas são constituídas de elementos separados, que juntos, formam a estrutura de contenção do solo. De fato, em uma modelagem ideal, todos os elementos e juntas deveriam ser modelados, contudo, isso levaria a um número de elementos gigantesco, inviabilizando tal análise. Na prática, é comum a utilização de elementos de “shell” ou elementos sólidos para discretização da estrutura das paredes. Os resultados são ilustrados nas Figura 2-68 e 2-69.

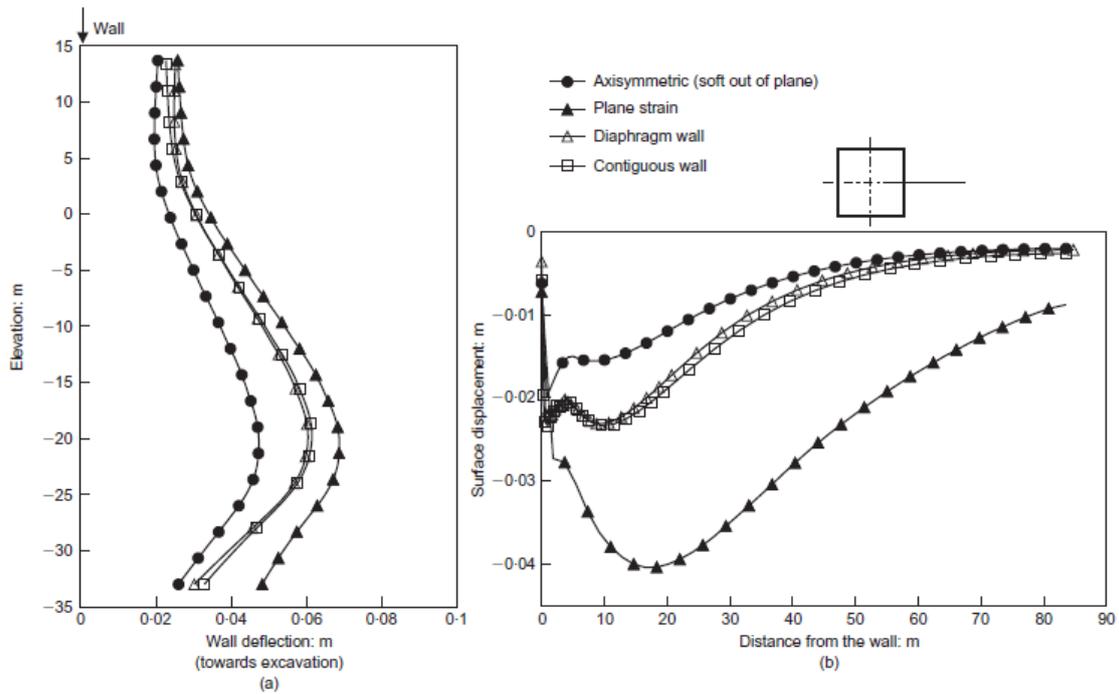


Figura 2-68: Comparação dos resultados para diferentes geometrias no centro da escavação: (a) deslocamentos da parede; (b) Distribuição de recalques na superfície do terreno. (POTTS, 2003).

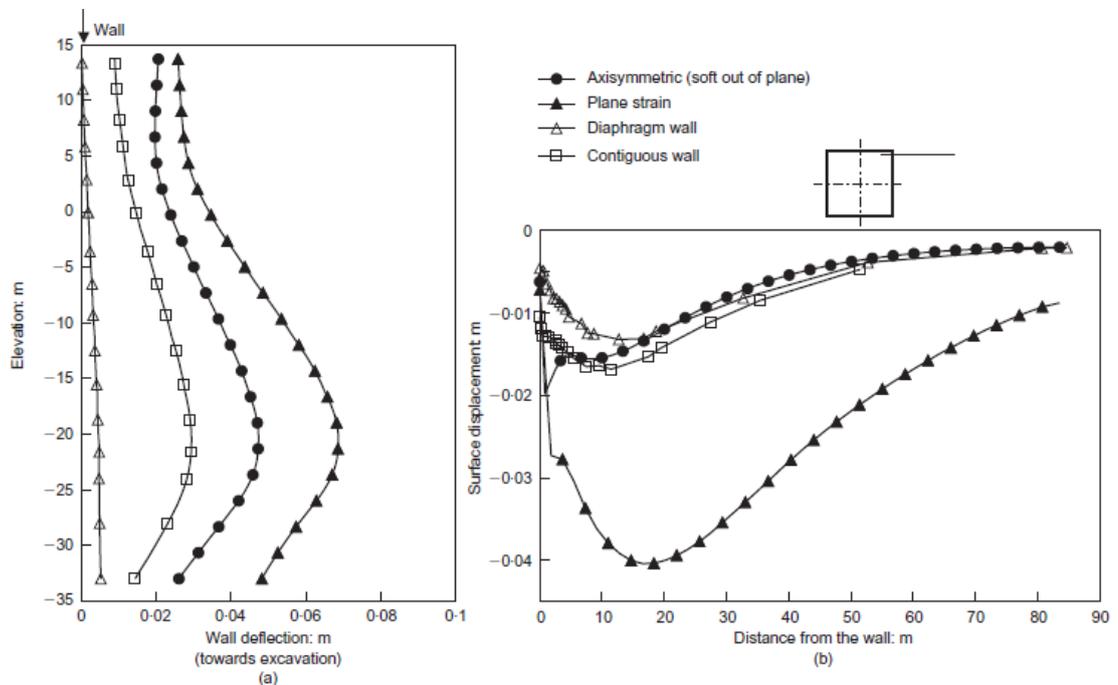


Figura 2-69: Comparação dos resultados das diferentes geometrias no canto da escavação: (a) deslocamentos da parede; (b) Distribuição de recalques na superfície do terreno. (POTTS, 2003).

Os resultados mostram que no centro da escavação (Figura 2-68), os modelos tridimensionais forneceram valores de deslocamentos horizontais próximos aos obtidos na análise bidimensional para a condição de estado plano de deformações.

Quanto à distribuição dos recalques na superfície do terreno, os resultados obtidos nas análises tridimensionais se aproximaram mais dos valores oriundos da análise bidimensional na condição axissimétrica. As análises no estado plano forneceram valores superestimados para a distribuição de recalques na superfície quando comparados aos demais modelos.

Para o canto da escavação (Figura 2-69) os deslocamentos horizontais obtidos a partir das duas análises tridimensionais se mostram bastante distintos, indicando que o tipo de estrutura influencia diretamente os resultados das análises. Para a distribuição de recalques na superfície do terreno, as análises tridimensionais forneceram valores próximos aos obtidos na análise bidimensional para a condição de axissimetria.

SANTOS (2016), realizou uma série de análises paramétricas 2D para uma escavação hipotética objetivando o entendimento e a avaliação da relevância de alguns aspectos da modelagem numérica de escavação. Um dos principais aspectos estudados pela autora citada foi a influência que fator de interface (R_{ineter}) exerce no resultado de momentos fletores e deslocamentos horizontais. Segundo SANTOS (2016), a diminuição do parâmetro acarretaria em um aumento significativo do momento fletor máximo. Grande influência também foi encontrada no que concerne os deslocamentos horizontais da cortina. Como já esperado, o decréscimo do fator de interface leva ao aumento do deslocamento horizontal da parede de contenção, o que pode ser explicado pela redução do efeito de atrito entre o solo e a estrutura, tornando-a mais lisa e, conseqüentemente, permitindo um maior deslizamento entre o elementos.

3 CASO DE OBRA - APRESENTAÇÃO

É objetivo deste capítulo a apresentação do caso de obra estudado na presente dissertação. São abordadas as principais características da escavação em balanço e a caracterização geotécnica do terreno. São, também, apresentadas as condições de contorno do empreendimento, visando um melhor entendimento das premissas adotadas nas análises.

3.1 Caracterização geral do caso de obra

O objeto de estudo é uma cortina de contenção construída em estacas secantes realizada para possibilitar os serviços de escavação e execução do subsolo de uma edificação. O entorno do local da obra é composto por edificações de baixo gabarito, em sua maioria compostas de casas baixas e edificações de 2 a 3 pavimentos. A edificação foi construída em local distante da divisa do terreno, assim, a edificação mais próxima localiza-se aproximadamente a 4,0 metros do contorno da cortina de contenção

Possuindo uma área de aproximadamente 2.500 metros quadrados, o subsolo teve cota abaixo do nível do terreno de aproximadamente 4,50 m. Para as fundações da superestrutura foram adotadas estacas hélice contínua com diâmetros de 60 cm com blocos de coroamento de variadas configurações.

A cortina de contenção foi projetada em balanço, utilizando-se estacas secantes de 42 cm de diâmetro, com 6 cm de intercessão entre os elementos. As escavações foram realizadas até a cota aproximada de 4,5 m, exceto nos trechos de rebaixos para a instalação dos poços de recalque, conforme ilustrado na Figura 3-1. Nestas áreas a escavação avançou um metro abaixo, acarretando em uma profundidade escavada de 5,5 m.

Foram utilizadas para as armaduras da cortina de contenção, gaiolas de aço CA-50 para as estacas primárias e perfis metálicos para as estacas de fechamento. Mais detalhes das armaduras serão abordados nos itens seguintes.

As estacas foram dimensionadas com 12 m de comprimento, formando uma ficha de 7,5m para os trechos de profundidade escavada igual a 4,5 m, e ficha de 6,5m para os trechos de 5,5 m de profundidade. A Figura 3-1 apresenta um corte da escavação no qual podem ser observadas as diferentes elevações do subsolo.

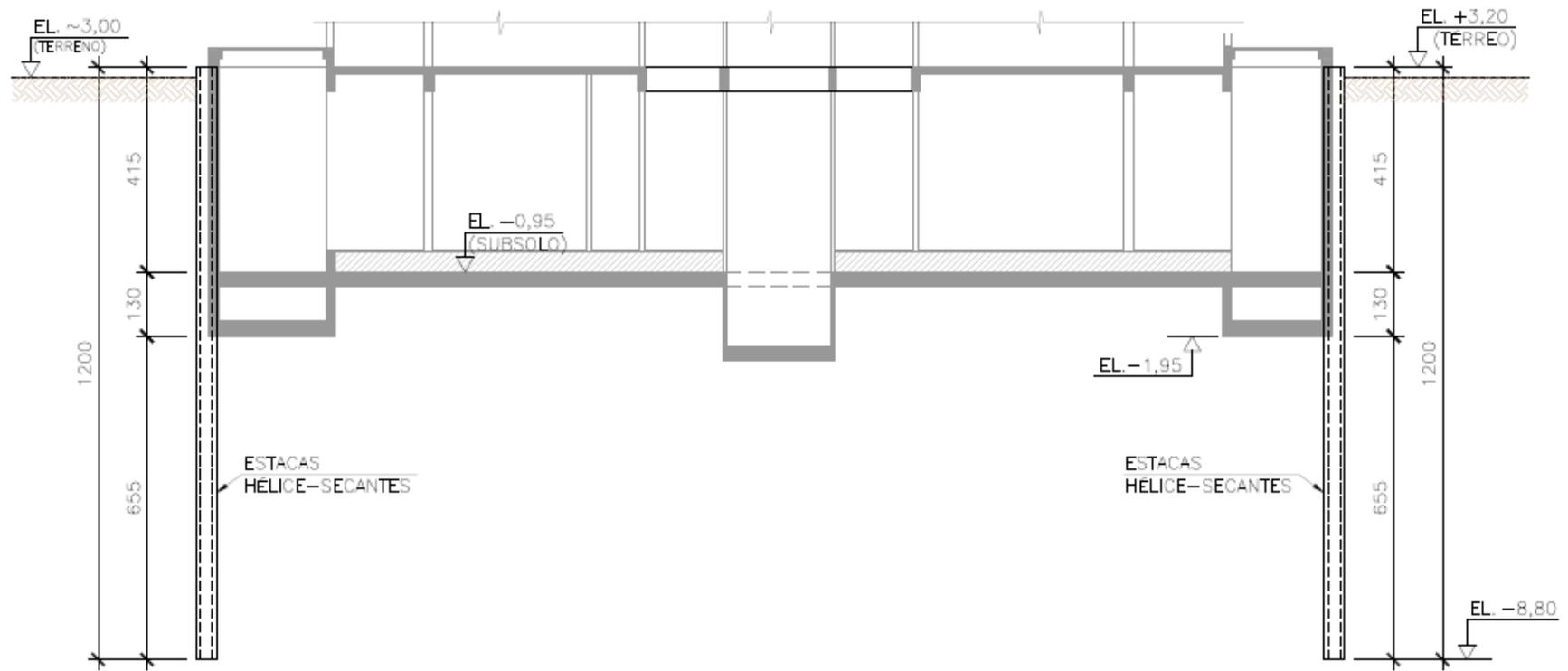


Figura 3-1: Corte esquemático do subsolo – Unidades: Cotas em centímetros e elevações em metros (Desenho de Projeto – Empresa Sigma 1 – Ano 2015).

O estudo geotécnico do terreno foi realizado com base em 6 furos de sondagens a percussão, associadas ao SPT (Standart Penetration Test), executados ao longo da área de implantação da edificação, sendo estes levados a uma profundidade suficiente para os estudos da obra em questão. Os boletins de sondagem encontram-se no Anexo A.

Ao longo de toda extensão da obra, as camadas do terreno se mostraram relativamente uniformes, não apresentando, em termos de caracterização, grandes diferenças entre os distintos furos de sondagens. Inicialmente, até uma profundidade entre 2,5m a 3,0m, o terreno é composto por aterro caracterizado como silto argiloso pouco arenoso, estando este presente em todos os furos de sondagem. As camadas subsequentes, que se estendem até aproximadamente 18 m, são compostas predominantemente por areia, de granulometria fina a média, apresentando-se toda submersa, com nível d'água detectado no entorno da profundidade de 3,0 m. Os metros sequenciais são compostos por camadas alternadas de argila arenosa e areia fina. Apesar do perfil geotécnico ser predominantemente arenoso, os furos de sondagem SP-01, SP-02, SP-05 e SP-06, indicam a presença de uma fina camada de argila mole a aproximadamente 4 m de profundidade.

Foi realizada a instrumentação da cortina, tendo sido instalados 8 tubos guia de inclinômetro no interior das estacas para a medição dos deslocamentos horizontais da cortina de contenção em várias etapas construtivas. Foram fornecidos ao autor do presente estudo os dados de medições de 7 dos 8 inclinômetros especificados em projeto (INC-01, INC-02, INC-03, INC-04, INC-05, INC-07 e INC-08). Contudo, os resultados apresentados no relatório do inclinômetro 8 mostram perfis de deslocamentos inconsistentes com o observado pelos executores da obra, indicando assim possíveis erros na coleta dos dados. Para efeitos das análises descritas nesta Dissertação, serão usados os resultados baseados nas medidas dos 6 inclinômetros restantes (INC-01, INC-02, INC-03, INC-04, INC-05 e INC-07).

Os desenhos de projeto, boletins de sondagem e as leituras dos inclinômetros podem ser consultados no final da Dissertação, nos anexos: ANEXO A – Boletins de Sondagem; ANEXO B – Leitura dos Inclinômetros; ANEXO C – Desenhos de Projeto.

3.2 Fases executivas

A Figura 3-2 apresenta o contorno da cortina de estacas. Nota-se pela Figura 3-2 e Figura 3-3, a especificação de uma escavação de alívio do empuxo ativo em todo o perímetro da obra. Como apresentado no capítulo anterior, a adoção deste tipo de solução proporciona o alívio de parte do empuxo ativo oriundo do maciço de terra nas fases de construção, o que possibilita um melhor desempenho da cortina.

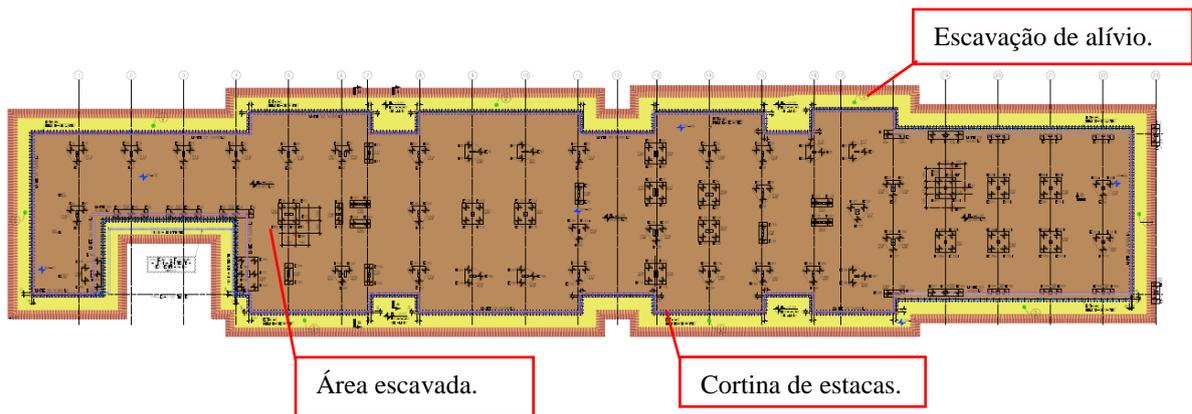


Figura 3-2: Planta das fundações (Desenho de Projeto – Empresa Sigma 1 – Ano 2015).

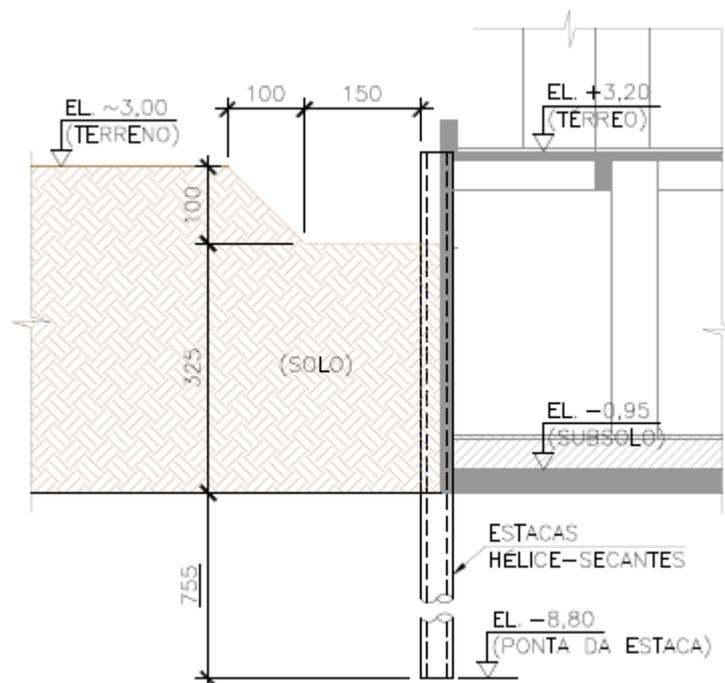


Figura 3-3: Detalhe típico da escavação de alívio do empuxo ativo (Desenho de Projeto – Empresa Sigma 1 – Ano 2015).

As fases executivas definidas em projeto e consideradas no presente estudo podem ser observadas na sequência ilustrada nas Figuras 3-4, 3-5 e 3-6, e são resumidas na Tabela 3-1.

Tabela 3-1: Fases executivas.

Fase	Descrição
1	Construção da cortina de estacas. Construção da viga de coroamento. Leitura zero dos inclinômetros.
2	Execução da escavação de alívio. Escavação do primeiro metro. Leitura dos inclinômetros.
3	Escavação do segundo metro. Leitura dos inclinômetros.
4	Escavação do terceiro metro. Leitura dos inclinômetros. Rebaixamento do lençol.
5	Escavação do terceiro metro. Leitura dos inclinômetros. Rebaixamento do lençol.
6	Finalização das escavações. Leitura dos inclinômetros com frequência semanal.

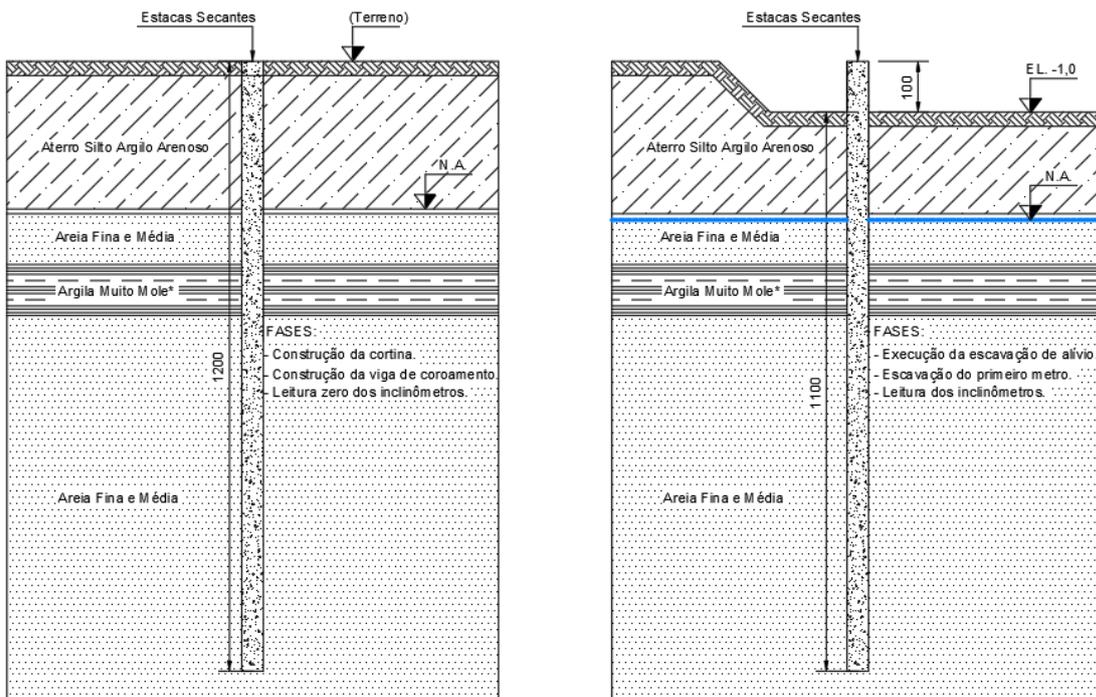


Figura 3-4: Sequência executiva - Fases 1 e 2.

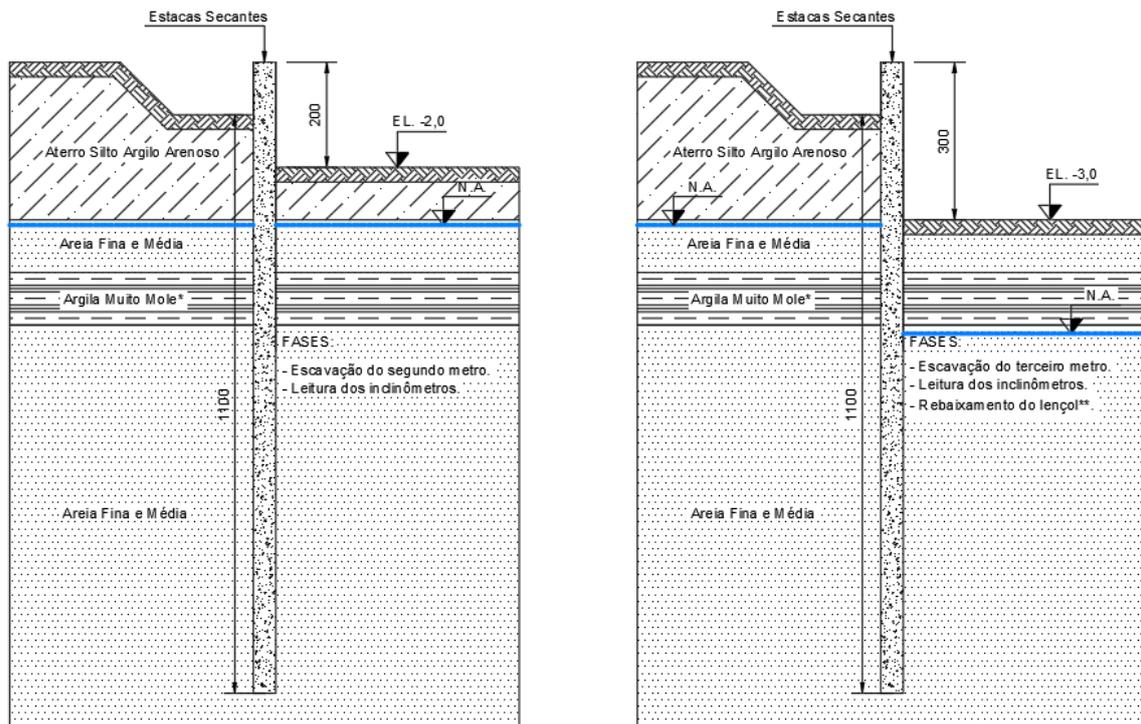
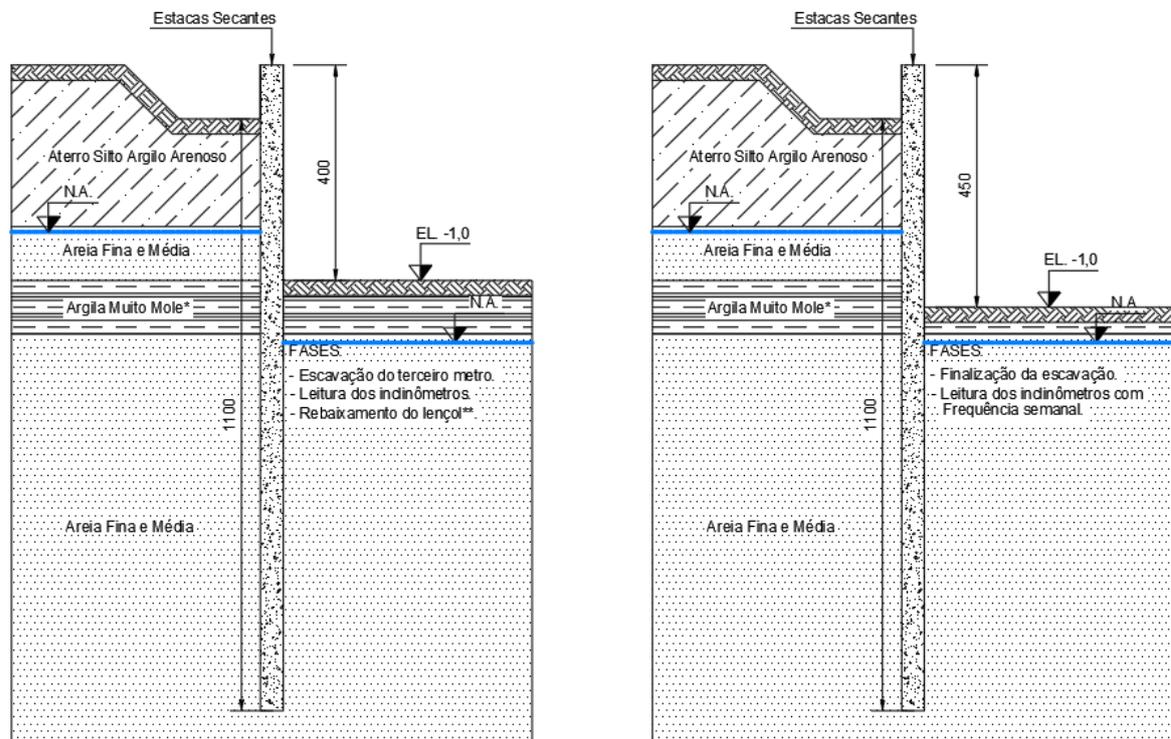


Figura 3-5: Sequência executiva - Fases 3 e 4.



* A camada de argila mole pode ser observada nos furos de sondagem SP-01, SP-02, SP-05 e SP-06

** As Figuras ilustram o nível de água em uma condição hidrostática. Na modelagem do caso, no entanto, será considerado o efeito do fluxo de água.

Figura 3-6: Sequência executiva - Fases 5 e 6.

O sistema de rebaixamento do lençol freático, aplicado para possibilitar a escavação a seco a partir do terceiro metro do subsolo, foi realizado através de ponteiras filtrantes, também chamados de well-points. Segundo ALONSO (2007) este sistema consiste em um tubo coletor (geralmente de PVC de 4”) instalado ao longo de toda a área a rebaixar. Nele, são interligadas tomadas de água geralmente espaçadas de 1,5 metros. Nestas se ligam as ponteiras filtrantes, constituídas em geral por tubos de PVC perfurados na extremidade inferior e protegidos por geossintéticos. A água retirada do solo é conduzida pelo tubo coletor até uma câmara de vácuo, de onde é recalçada para local definido em obra.

3.3 Parâmetros Geotécnicos

Conforme mencionado anteriormente, a estratigrafia local se configura predominantemente arenosa e constante ao longo de toda a extensão da obra. Os parâmetros geotécnicos adotados no estudo em questão foram baseados em correlações disponíveis na literatura técnica, sendo estas baseadas nos ensaios SPT. Ressalta-se que a utilização exclusiva de parâmetros correlativos com o ensaio SPT não é suficiente para o completo estudo geotécnico do solo, sendo importante, em muitas situações, demandar a realização de ensaios que complementem as informações necessárias para a caracterização do terreno. Contudo, as correlações baseadas nos ensaios SPT são muito utilizadas na prática de projeto para a obtenção de estimativa inicial dos parâmetros, muitas vezes utilizados em estudos preliminares ou pré-dimensionamento.

Como exposto por SCHNAID E ODEBRECHT (2012), a confiabilidade dos dados obtidos nos ensaios de sondagem a percussão, principalmente o índice de penetração medido em número de golpes, está diretamente ligada à transferência/perda de energia gerada no processo de cravação da haste pelos golpes do martelo. A eficiência do ensaio é função, principalmente, das perdas por atrito entre cabo e roldana do sistema de elevação e liberação do martelo. Os equipamentos utilizados no ensaio variam muito de país para país. No Brasil, costuma-se utilizar sistemas manuais para a liberação do martelo que, em geral, atingem eficiência de 70% a 80 %. Países como Estados Unidos e alguns países da Europa, que empregam sistemas mecanizados, a eficiência estimada é de aproximadamente 60 %, segundo SCHNAID E ODEBRECHT (2012).

Em termos práticos, a correção do número de golpes obtidos dos ensaios SPT é feita com base no padrão internacional, adotando a eficiência de 60%. Assim, no uso de

algumas correlações que demandam tal correção, deve-se ajustar os valores de N_{SPT} (número de golpes obtido no ensaio) corrigindo-os para o padrão N_{60} , como mostrado na expressão (77).

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia Aplicada}}{60\%} \quad (77)$$

Tomando igual a C a relação da energia aplicada e a energia internacionalmente admitida de 60% da energia teórica de queda livre, têm-se os seguintes valores sugeridos para a correção do número de golpes, conforme Tabela 3-2.

$$N_{60} = C \cdot N_{SPT} \quad (78)$$

Tabela 3-2: Fator C (Adaptado de DÉCOURT et.al., 1989, apud FREITAS, PACHECO E DANZIGER, 2012).

País	C
Argentina	0,75
Brasil	1,20
China	1,00
Colômbia	0,83
Japão	1,27
Paraguai	1,20
U.K.	0,92
U.S.A.	1,05
Venezuela	0,72

Para a correção do N_{SPT} , foi utilizado o fator $C=1,2$, correspondente a energia aplicada de 72% da energia teórica de queda no ensaio SPT da obra em questão. A seguir são apresentadas as demais correlações adotadas no presente trabalho.

Foi considerada a correlação proposta por FREITAS, PACHECO E DANZIGER (2012) para obtenção do módulo de elasticidade de camadas arenosas, a qual utiliza como referência o número de golpes (N_{SPT}) do ensaio SPT corrigido para o padrão internacional (N_{60}).

$$E_s = 8000 \cdot N_{60}^{0,8} \quad (\text{FREITAS, PACHECO E DANZIGER, 2012}) \quad (79)$$

Onde: E_s é o módulo de elasticidade secante do solo em kPa (aqui usado para o módulo de elasticidade para 50% da tensão de ruptura do ensaio triaxial drenado – E_{50}).

O módulo oedométrico (E_{oed}) pode ser tomado, segundo BRINKGREVE et al. (2002), como a relação com o módulo de elasticidade E_s para materiais isotrópicos a partir da lei de Hooke, conforme segue abaixo.

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu).E_{tc}}{(1-2.\nu).(1+\nu)} \quad (80)$$

Onde: E_{oed} é o módulo oedométrico.

E_{tc} é o módulo para o ensaio triaxial de compressão.

ν é o coeficiente de Poisson.

O módulo de elasticidade de descarregamento E_{ur} será tomado como recomendação de BRINKGREVE et al. (2002), como segue.

$$E_{ur} = 3.E_{50} \quad (81)$$

Onde: E_{ur} é o módulo de descarregamento/rearregamento

E_{50} é o módulo secante para 50% da tensão de ruptura do ensaio triaxial drenado.

O módulo de elasticidade secante para camadas argilosas foi admitido como proposto por LEÃO (2015).

$$E_s = 3000.N_{60}^{0,8} \text{ (kPa)} \quad (82)$$

Para o ângulo de atrito (ϕ'), foi utilizada a correlação proposta por TEIXEIRA (1996) e a proposta por PECK, HANSON E THORNBURN (1974), para solos de natureza arenosa. Foram considerados para o estudo, os valores que conduziram as condições mais conservativas. Segue, abaixo, tais correlações.

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{20.N_{spt}} \text{ (TEIXEIRA, 1996)} \quad (83)$$

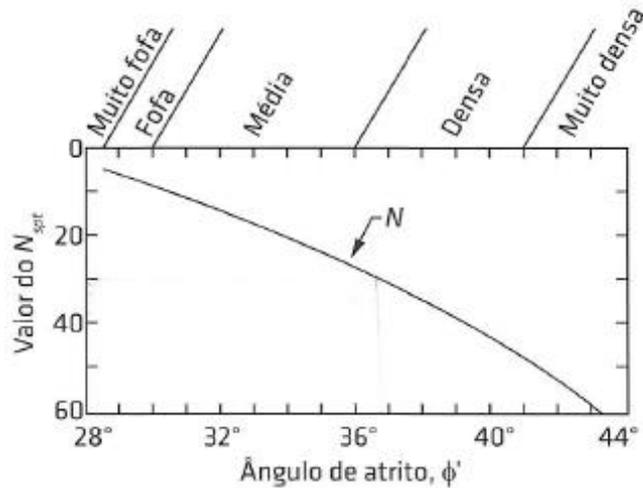


Figura 3-7: Correlação do ângulo de atrito com N_{spt} (PECK, HANSON E THORNBURN (1974) apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016).

O ângulo de dilatação (ψ), segundo BRINKGREVE et al. (2002), tende a ser pequeno para camadas de solos argilosos, podendo ser considerado igual a zero ($\psi=0$). Para camadas arenosas são adotados os valores de $\psi=0$ para $\phi' \leq 30$ e $\psi=\phi'-30$ para $\phi' > 30$.

Conforme recomendação do manual do “software” utilizado, os valores para o intercepto de coesão (c') podem proporcionar problemas de performance do processamento quando tomados iguais a 0, ainda que na realidade alguns tipos de solo admitam tal valor. Para evitar possíveis problemas de processamento, será tomado como valor mínimo da coesão o valor de $c'=0,2$ kPa.

Para camadas argilosas com análise não drenada, o valor da resistência não drenada (S_u) pode ser estimado como o proposto por KULHAWY E MAYNE (1990):

$$\left(\frac{S_u}{p^{ref}}\right) = 0,06 \cdot N_{60} \quad (84)$$

Onde: p^{ref} é a tensão de referência com valor aproximado de 100 kPa.

Conforme ALONSO (2007), o coeficiente de permeabilidade varia para diferentes solos, sendo influenciado principalmente por parâmetros como a temperatura e pelo índice de vazios. Segundo o autor citado, o parâmetro k é comumente representado pelo produto de um número por uma potência negativa de 10. Seguindo o Sistema Internacional (SI), este parâmetro é expresso em cm/s. Para uma primeira estimativa da

ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade em função da tipologia do solo, ALONSO (2007) apresenta a escala ilustrada na Figura 3-8.

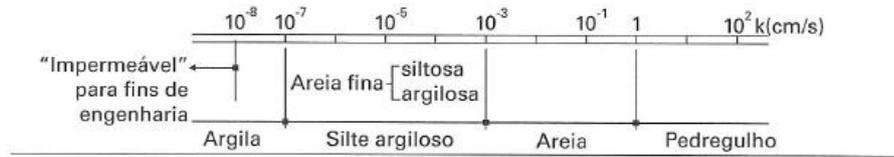


Figura 3-8: Ordem de grandeza preliminar para diferentes solos (ALONSO, 2007).

Como referência para os valores do peso específico não saturado e coeficiente de Poisson, tomou-se as correlações apresentadas nas Tabelas 3-3 e 3-4, adaptadas de BUDHU (2015).

Os valores relativos aos parâmetros geotécnicos para cada camada considerada nas análises serão apresentados no item 4.1.

Tabela 3-3: Coeficiente de Poisson (Adaptado de BUDHU, 2015).

Tipo de Solo	Descrição	ν' *
Argila	Mole	0,35 - 0,40
	Média	0,30 - 0,35
	Rígida	0,20 - 0,30
Areia	Fofa	0,15 - 0,25
	Média	0,25 - 0,30
	Compacta	0,25 - 0,35

* $\nu = \nu'$ para condição drenada;

* $\nu = \nu_u = 0,5$ para a condição não drenada

Tabela 3-4: Peso específico de solos arenosos (Adaptado de BUDHU, 2015).

N_{SPT}	Descrição	γ (kN/m ³)
0 - 4	Muito fofa	11 - 13
4 - 10	Fofa	14 - 16
10 - 30	Média	17 - 19
30 - 50	Compacta	20 - 21
> 50	Muito compacta	> 21

3.4 Modelagem da estrutura de contenção

A modelagem numérica da cortina de estacas foi realizada com base no elemento "Plate" do "software" Plaxis 2D. Segundo BRINKGREVE et al. (2002), "plates" são elementos estruturais com significativa rigidez a flexão e rigidez axial, e podem ser usados para simular paredes, placas, cascas, entre outros elementos, conforme exemplos ilustrados na Figura 3-9.

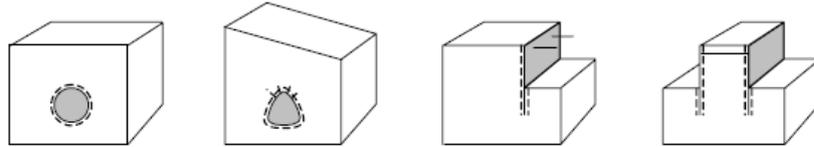


Figura 3-9: Aplicações dos elementos "Plates" (BRINKGREVE et al., 2002).

Ainda segundo BRINKGREVE et al. (2002), os principais parâmetros de entrada para o elemento Plate são a rigidez à flexão, EI , e a rigidez axial, AI . A partir desses dois parâmetros pode ser calculada uma espessura equivalente para a estrutura, como expresso na equação (85).

$$d_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI}{EA}} \quad (85)$$

A geometria da cortina de contenção estudada é composta por estacas secantes de 42 centímetros de diâmetro espaçadas de seus centros a cada 36 cm, como ilustra a Figura 3-10. A cortina foi armada com perfis metálicos de bitola W250x32,7 em aço ASTM-A572 Gr.50, de referência da Gerdau, nas estacas de fechamento, e armadas com armaduras em gaiola de barra de aço CA-50 para as estacas primárias. As principais propriedades do perfil metálico utilizado encontram-se na Tabela 3-5.

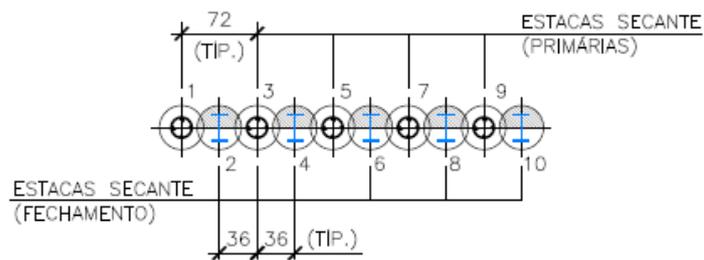
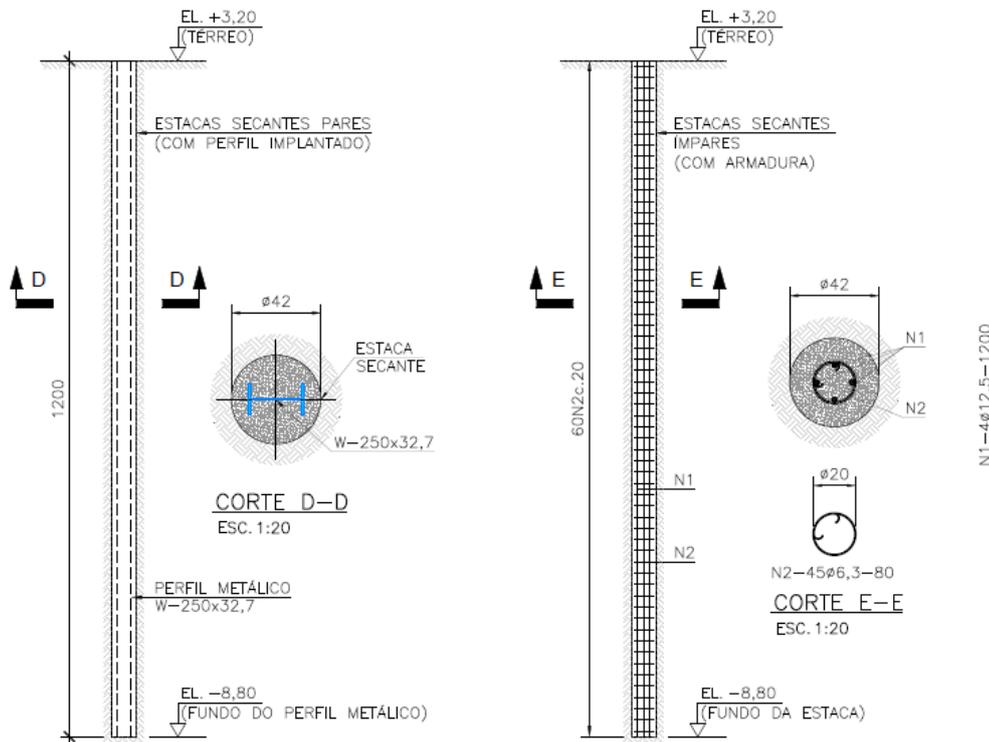


Figura 3-10: Armadura das estacas de fechamento e primárias respectivamente (Projeto Sigma 1).

Tabela 3-5: Propriedades do perfil de aço.

Seção	Altura d (mm)	Mesa bf (mm)	Esp. Alma- t_w (mm)	Esp. Mesa- t_f (mm)	Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)
W250x32,7	258	146	6,1	9,1	42,1	4937

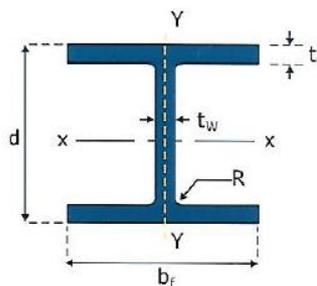


Figura 3-11: Parâmetros geométricos do perfil.

A cortina de estacas foi modelada com as propriedades equivalentes a uma seção composta por mais de um material, obtendo-se assim uma rigidez maior do que se fosse considerada a seção bruta de concreto. Para o módulo de elasticidade do concreto, foram adotadas as prescrições do item 8.2.8 – “Módulo de elasticidade” da norma ABNT NBR 6118:2014. De acordo com esta norma, na avaliação do comportamento estrutural de um elemento, pode ser adotado um módulo de elasticidade único à tração e à compressão igual ao módulo de deformação secante E_{cs} , obtido a partir da equação (86).

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (86)$$

Onde: E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto.

$$\alpha_i \text{ é dado por } \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (87)$$

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, na falta de ensaio específico para a determinação do módulo de elasticidade inicial, pode-se estimar seu valor segundo a expressão que segue.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ (para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa)} \quad (88)$$

Onde: $\alpha_E = 1,0$ para agregados a base de granito e gnaisse

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias.

Para o módulo de elasticidade da seção de aço dos perfis, foi considerada a prescrição do item 4.5.2.9 – “Propriedades mecânicas gerais” da norma ABNT NBR 8800:2008, a qual admite um módulo de elasticidade do aço de $E_{st} = 200\text{GPa}$.

A seção homogeneizada equivalente foi obtida pela relação entre o módulo de elasticidade secante do concreto e o módulo de elasticidade do aço, conforme demonstrado no Anexo D. A Figura 3-12 apresenta a seção homogeneizada de aço equivalente à seção de análise. As propriedades da seção utilizada podem ser visualizadas na Tabela 3-6.

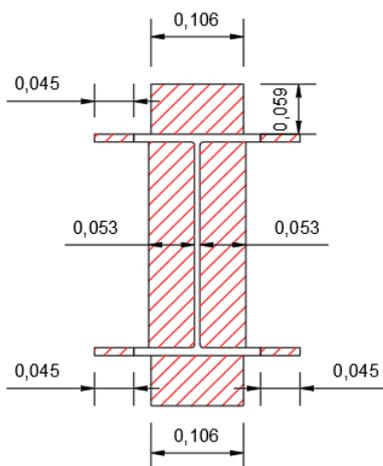


Figura 3-12: Seção de aço homogeneizada (medidas em metro).

Tabela 3-6: Parâmetro da seção homogeneizada de aço.

fck (MPa)	20	I (m ⁴ /m)	0,0005
E _{cs} (MPa)	21.287,36	Área (m ² /m)	0,0436
E _{st} (MPa)	200.000,00	EI (kN.m/m)	100.000,00
n (E _{cs} /E _s)	0,1064	EA (kN/m)	8.720.000,00

OBS: Os dados de entrada no Plaxis correspondem aos parâmetros EI e EA.

3.5 Modelagem do caso de obra

A partir dos aspectos gerais da obra estudada e partindo-se dos parâmetros geotécnicos e estruturais da cortina de contenção, apresentados no item anterior, foram estudadas seis seções localizadas em diferentes pontos ao longo de toda a obra. Cada seção avaliada corresponde à posição de instalação de um tubo guia de inclinômetro. Assim, foi possível comparar os resultados obtidos das análises numéricas com os da instrumentação de campo, para vários trechos da estrutura.

A modelagem foi realizada considerando-se a condição de estado plano de deformações, hipótese esta que será discutida posteriormente. Foram utilizados elementos triangulares de 15 nós e para a razão de ruptura foi mantido o valor padrão do plaxis (Rf=0,9). Para o parâmetro “m” foram adotados os valores de 0,5 para areias e 1,0 para argilas. A escavação foi modelada em fases, conforme as etapas executivas apresentadas nos itens anteriores. O nível d’água foi considerado rebaixado a partir da escavação do

terceiro metro, sendo este considerado rebaixado até a cota de 1,5 m abaixo do último nível de escavação. O efeito de fluxo foi considerado no modelo numérico. Para o fator de redução da resistência na interface solo-cortina (R_{inter}) foi adotado o valor de 0,8, conforme sugerido na Tabela 2-6 para estrutura de concreto em contato com solo arenoso.

Como exposto no item 2.5.6, OU et al. (1996) apresentaram em seus estudos modelagem 3D de uma escavação profunda objetivando a análise da influência da distância de uma dada seção a extremidade da estrutura de contenção. Assim, os autores relacionaram os resultados das análises 3D com uma modelagem bidimensional, partindo da hipótese de estado plano de deformações. Conforme apresentado pelos autores citados, para larguras de parede complementar (parede perpendicular à que contém a seção de análise) igual a 20 m, a variação do comprimento da parede primária não apresentou diferenças significativas, como observado na Figura 2-64. Os deslocamentos da estrutura crescem com a distância do canto, convergindo com os resultados da análise no estado plano de deformações.

A partir dos resultados obtidos, OU et al. (1996), propuseram a razão PSR (Plane Strain Ratio), a qual é relacionada com o quociente da largura da parede complementar pela largura da parede primária (B/L), conforme exposto na Figura 2-66. Dadas as limitações do método, os autores ressaltam que este procedimento deve ser considerado apenas como uma aproximação inicial devido a não consideração de fatores que possivelmente influenciariam os resultados obtidos, conforme mencionado anteriormente.

As Figuras 3-13 a 3-17 mostram vistas em planta da locação dos inclinômetros, a locação das sondagens e a locação de cada seção de análise. A partir da posição dos inclinômetros e da geometria da escavação, é esperado que a análise numérica correspondente ao inclinômetro INC-01, por este se localizar em um trecho de grande comprimento em planta e por se situar afastado da extremidade da escavação, resulte em deslocamentos horizontais próximos dos medidos em campo. Para as seções correspondentes aos demais inclinômetros, devido à geometria irregular da estrutura de contenção, é esperado que os respectivos resultados das análises 2D se afastem dos dados obtidos pela instrumentação, não caracterizando assim o estado plano de deformações como pressuposto inicialmente na modelagem bidimensional.

A profundidade escavada final de cada seção varia entre os valores de 4,5 e 5,5 metros. A sondagem de referência para cada seção foi escolhida em função da proximidade em relação à seção avaliada, como mostrado na Tabela 3-7.

Tabela 3-7: Seções analisadas.

Seção	Inclinômetro correspondente	Profundidade final (m)	Sondagem de referência
S-01	INC-01	4,5	SP-02
S-02	INC-02	5,5	SP-03
S-03	INC-03	5,5	SP-04
S-04	INC-04	5,5	SP-01
S-05	INC-05	4,5	SP-06
S-07	INC-07	5,5	SP-04

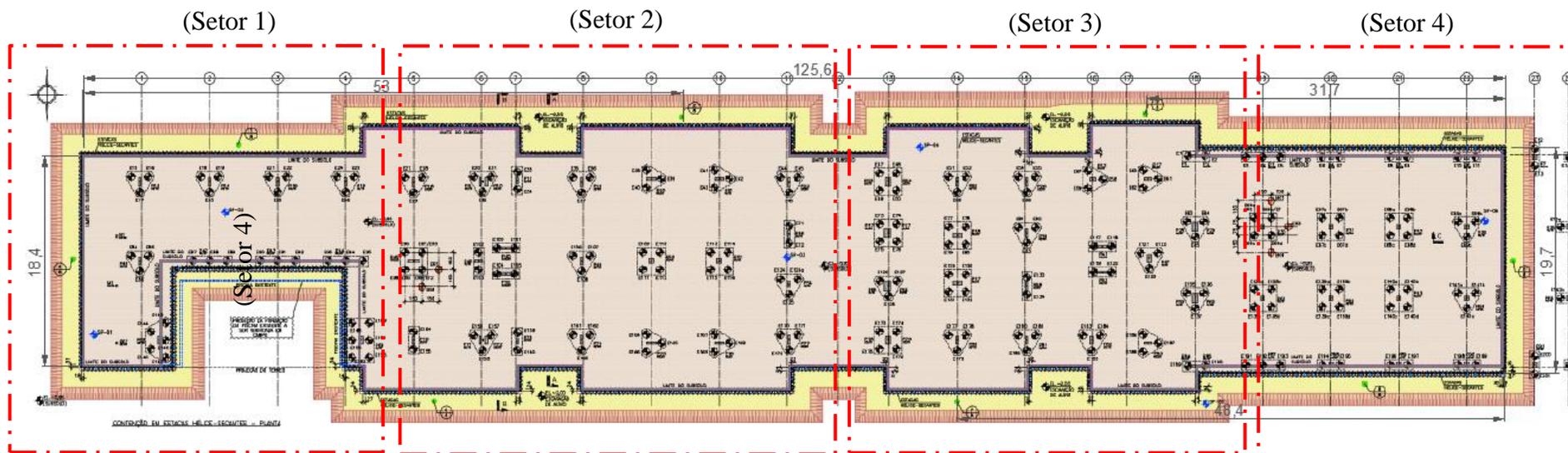


Figura 3-13: Projeto de fundações – Setorização

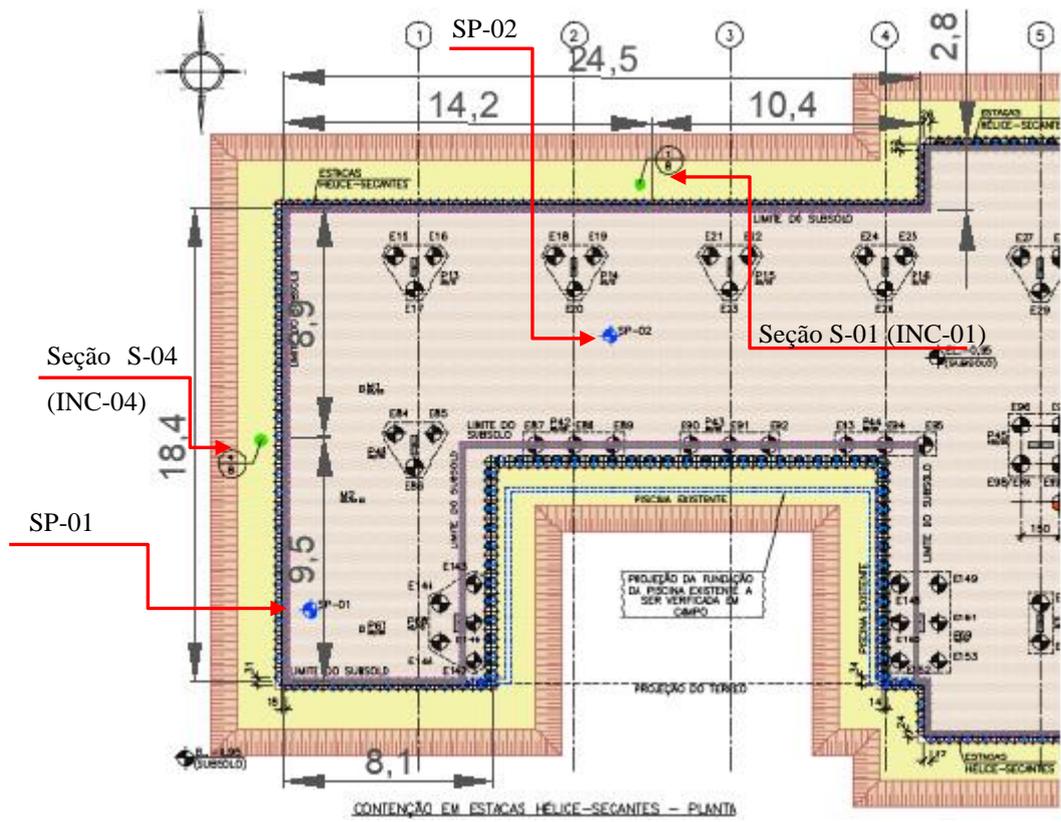


Figura 3-14: Setor 1 - INC-01 e INC-04 – Medidas em metro.

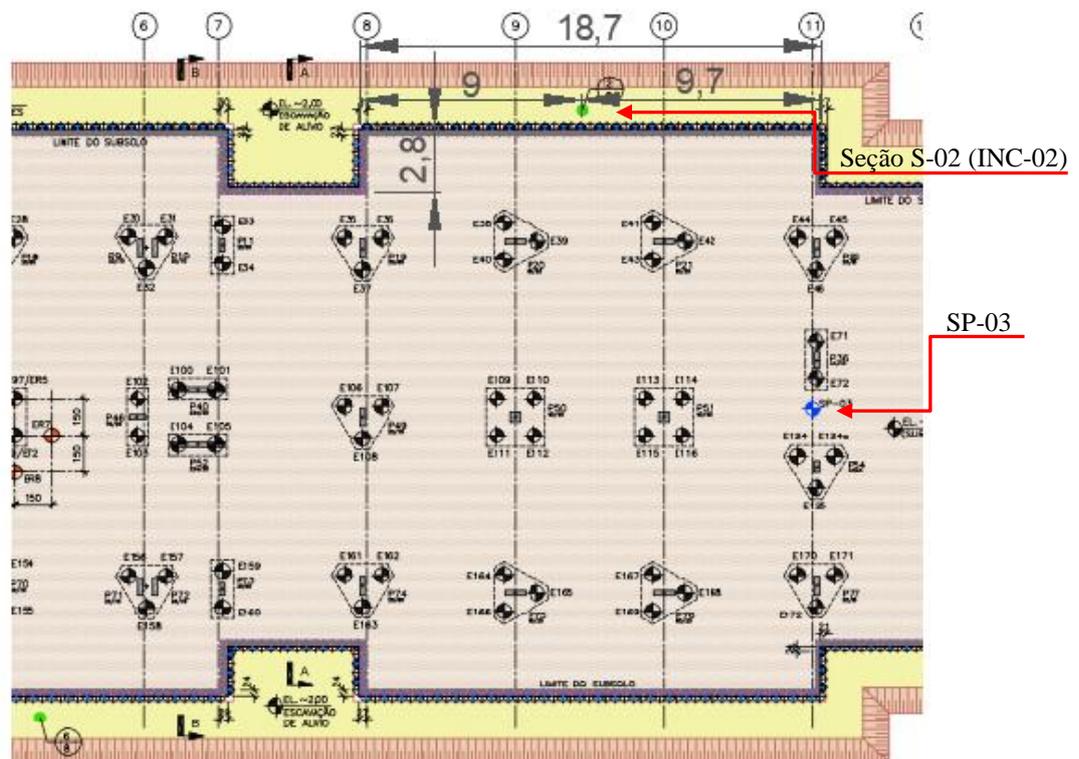


Figura 3-15: Setor 2 - INC-02 – Medidas em metro.

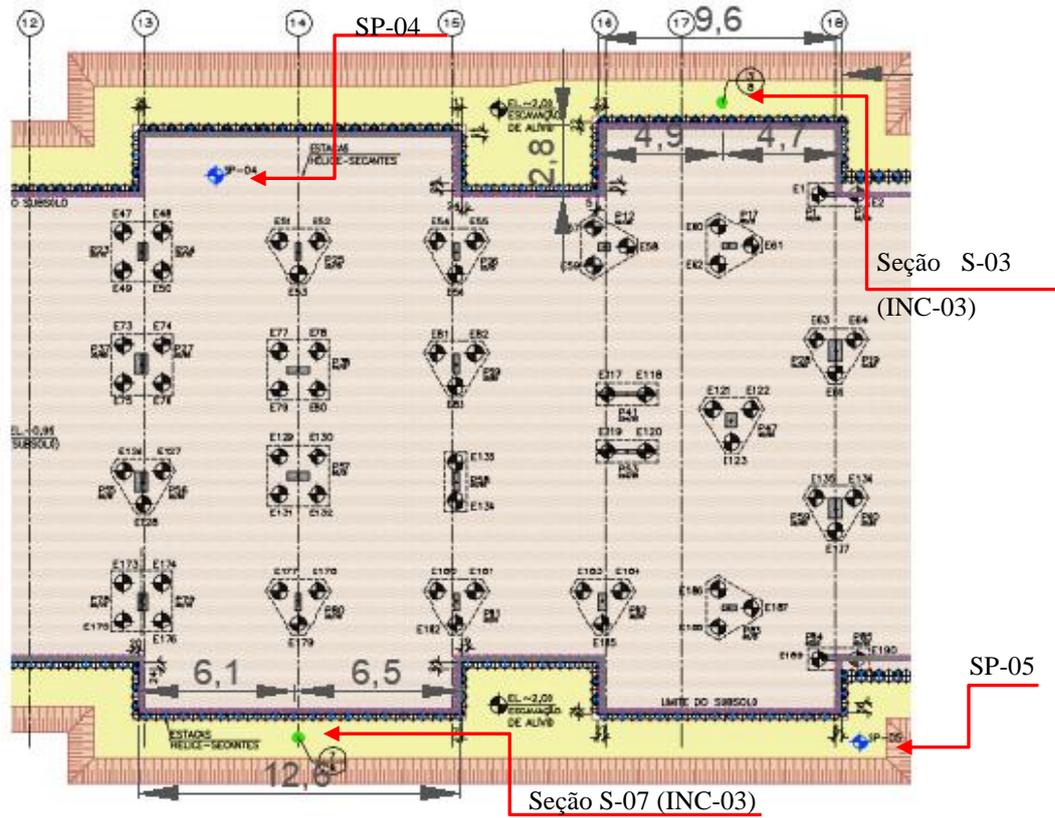


Figura 3-16: Setor 4 - INC-03 e INC-07 – Medidas em metro.

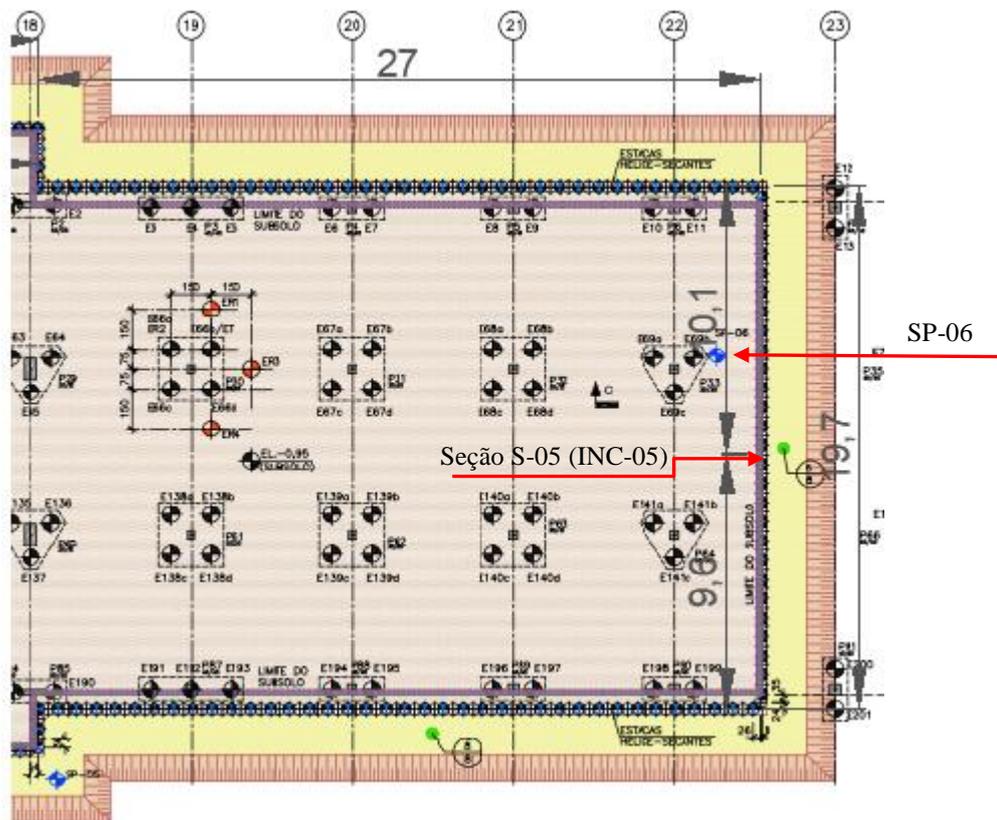


Figura 3-17: Posição do inclinômetro INC-05 – Medidas em metro.

4 ANÁLISE DO CASO DE OBRA

4.1 Análise em termos de deslocamentos horizontais e esforços na cortina

A seguir são apresentados os resultados das análises numéricas realizadas com o “software” Plaxis 2D relativos aos deslocamentos horizontais e esforços na cortina de contenção. Foi considerado o perfil estratigráfico de cada seção dividido em diversas camadas, cujos parâmetros geotécnicos são apresentados nas tabelas correspondentes, os quais foram obtidos através das correlações estabelecidas no item 3.3 e das sondagens realizadas.

Em todas as seções foram adotadas larguras de 20 m atrás da cortina de estacas e largura de cava igual à metade da largura total escavada de cada seção, sendo estas informações baseadas nos desenhos de projeto apresentados no Anexo C.

A seguir são apresentados os resultados obtidos nas análises numéricas bidimensionais efetuadas, as quais consideraram a condição de estado plano de deformações. Foram analisadas seis seções da escavação em balanço, quatro das quais com 5,5m de trecho escavado e duas com profundidade escavada de 4,5m. São também apresentadas as estimativas dos resultados considerando a tridimensionalidade da geometria da escavação, avaliada pelo método de OU et al. (1996). A partir do referido método é possível avaliar a validade da hipótese adotada nas análises bidimensionais (Estado plano de ES) e ainda obter uma estimativa dos resultados de análises em três dimensões.

Como pode ser observado nos desenhos de projeto apresentados no Anexo C, a geometria da cortina de contenção é bastante irregular, não apresentando trechos retos longos, que segundo o método proposto por OU et al (1996) caracterizariam seções com melhor adequação à condição de estado plano de deformações. Os autores citados propuseram uma razão entre os deslocamentos horizontais oriundos de análises 3D (δ_{3D}) e os deslocamentos horizontais obtidos em análises considerando estado plano de deformações (δ_{ps}). Esta relação foi denominada PSR “Plane Strain Ratio”, com valores variando entre 0 e 1. Valores de PSR iguais ou próximos a 1 indicam que a seção se encontra na condição de estado plano de deformações. Neste caso, os valores obtidos a partir de análise 2D seriam similares aos obtidos a partir de análise 3D. Como exposto

por OU et al. (1996), a obtenção do PSR é realizada com base na distância da seção analisada ao canto da escavação, e a relação B/L, sendo L a parede que contém a seção e “B” a parede complementar (perpendicular a parede L).

Como dito anteriormente, a geometria da cortina de contenção estudada é bastante irregular, apresentando trechos com diversas discontinuidades no alinhamento da cortina, como pode ser observado nos trechos circulos na Figura 4-1. Para o estudo realizado nesta pesquisa, foram avaliadas diferentes combinações de parâmetros “B”, “L” e “d” para cada seção analisada, obtendo-se assim diferentes valores da relação PSR. Foram adotados os valores de PSR que representaram um melhor ajuste das análises bidimensionais, tentando-se, deste modo, considerar a tridimensionalidade do problema. As medições de campo foram utilizadas como informação relevante para definição do PSR de melhor ajuste, já que não foram realizadas análises numéricas tridimensionais. As análises dos PSRs para as seções estudadas, consideradas as diferentes hipóteses de parâmetros B, L e d, podem ser observadas no Anexo E.

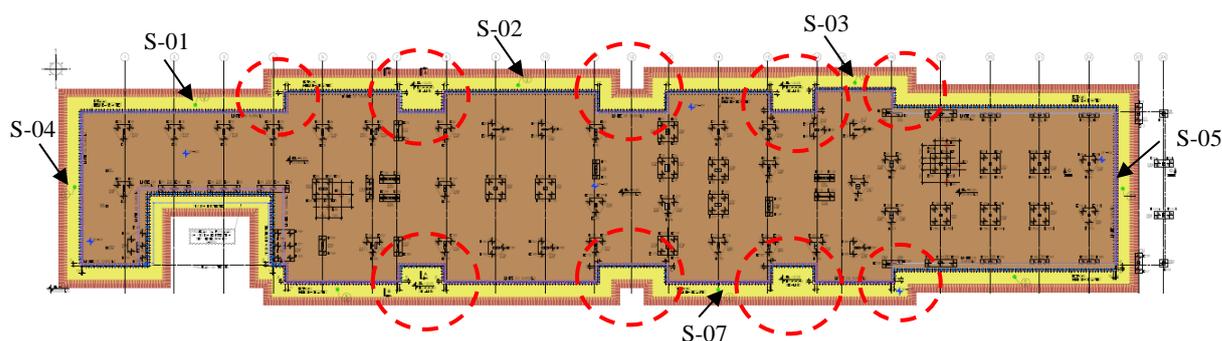


Figura 4-1: Descontinuidades na cortina de contenção

A Tabela 4-1 apresenta resumo dos valores dos PSRs para cada seção de análise.

Tabela 4-1: PSR – Método de OU et al. (1996)

	Ou et al. (1996)			
	B(m)	L(m)	d(m)	PSR
S-01	18,4	24,5	10,4	0,65
S-02	2,8	18,7	9,0	0,55
S-03	2,8	9,6	4,7	0,30
S-04	8,1	18,4	9,5	0,60
S-05	27	19,7	9,6	0,40
S-07	2,8	12,6	6,1	0,30

Pode ser observado na Tabela 4-1 que não há seções com a relação $PSR=1,0$ (quando considerados os trechos de descontinuidade da cortina), indicando que, em geral, as seções analisadas se afastam da condição de estado plano de deformações. Contudo, o método de OU et al. (1996) possibilita o ajuste dos resultados obtidos a partir de análise bidimensional (considerando-se estado plano de deformações) para os resultados esperados de uma modelagem que considera a tridimensionalidade da condição de contorno. Esse procedimento é feito pela multiplicação dos resultados (deslocamentos horizontais) das análises 2D pelo PSR ($\delta_{3D}=\delta_p.PSR$). É válido frisar que os dados obtidos, no que concerne a localização dos tubos guias de inclinômetros, são resultado de observações de projeto. O autor não teve acesso a dados de *as built* da obra, com os quais seria possível afirmar a correta localização dos tubos guia, e assim obter dados mais acurados para entrada de dados no método de OU et al. (1996).

Na Tabela 4-2, a seguir, é apresentado um resumo dos resultados obtidos nas análises numéricas bidimensionais efetuadas. É possível observar, que os deslocamentos horizontais obtidos numericamente foram próximos ao registro da instrumentação de campo, apenas na seção S-01, conforme era esperado. Isto se deve ao fato das características geométricas desta seção melhor se adequar a hipótese de estado plano de deformações.

Cumprе salientar que, quanto mais afastada a seção estiver da hipótese inicial de estado plano de deformações, maior a diferença entre os deslocamentos horizontais previstos na modelagem numérica bidimensional e os valores obtidos por instrumentação no campo. Neste sentido a seção S-01 forneceu melhor ajuste em termos de deslocamentos horizontais previstos versus medido. As seções S-04 e S-02 apresentaram resultados razoáveis. Já as seções S-03 e S-07 apresentaram as maiores diferenças entre os valores medidos e os resultados numéricos obtidos, visto que são as seções com menor valor de “L” (comprimento de trecho reto em que a seção está inserida) e as que forneceram os menores valores de PSR (ver Tabela 4-1). Finalmente, na S-05 em função de discrepâncias ocorridas em decorrência de possível sobrecarga nas adjacências da área carregada, conforme será descrito mais adiante, os resultados iniciais não forneceram um bom ajuste.

Pode ser observado também, que o método de OU et al. (1996), para o caso estudado, proporcionou bom ajuste dos resultados das análises bidimensionais. Neste sentido as

seções S-03 e S-07 foram as que melhor se ajustaram as análises tridimensionais, apresentando valores de deslocamentos horizontais na cota -1m bem próximos dos medidos em campo.

Tabela 4-2: Resumo dos resultados obtidos – Seções S-01, S-02, S-03, S-04, S-05 e S-07.

	Fator de Segurança (F.S.)		OU et al (1996)	Deslocamento Horizontal (mm)					Momento Fletor (kN.m/m)		Geometria	
	MC	HS		PSR	MC (2D)	MC (PSR)*	HS(2D)	HS (PSR)*	Medido	MC	HS	L(m)
S-01 h=4,5m	1,51	1,32	0,65	18,8 < Medido	12,2	23,7 > Medido	15,4	21	107,8 p=-6,6	125,4 p=-6,7	24,5	10,4
S-02 h=5,5m	1,18	1,08	0,55	40,2 > Medido	22,11	47,6 > Medido	26,2	31	189,5 p=-7,7	206,5 p=-7,9	18,7	9,0
S-03 h=5,5m	1,18	1,1	0,3	49,9 >> Medido	15,0	52,5 >> Medido	15,8	13,5	211,5 p=-7,6	214 p=-7,9	9,6	4,7
S-07 h=5,5m	1,18	1,1	0,3	49,9 >> Medido	15,0	52,5 >> Medido	15,8	11	211,5 p=-7,6	214 p=-7,9	12,6	6,1
S-04 h=5,5m	1,47	1,26	0,6	39,1 > Medido	23,5	43,5 > Medido	26,1	34	177,1 p=-7,0	188,5 p=-7,3	18,4	9,5
S-05 h=4,5m	1,45	1,2	0,4	24,06 << Medido	9,6	28,38 << Medido	11,4	49	121,5 p=-6,5	139,07 p=-6,8	19,7	9,6

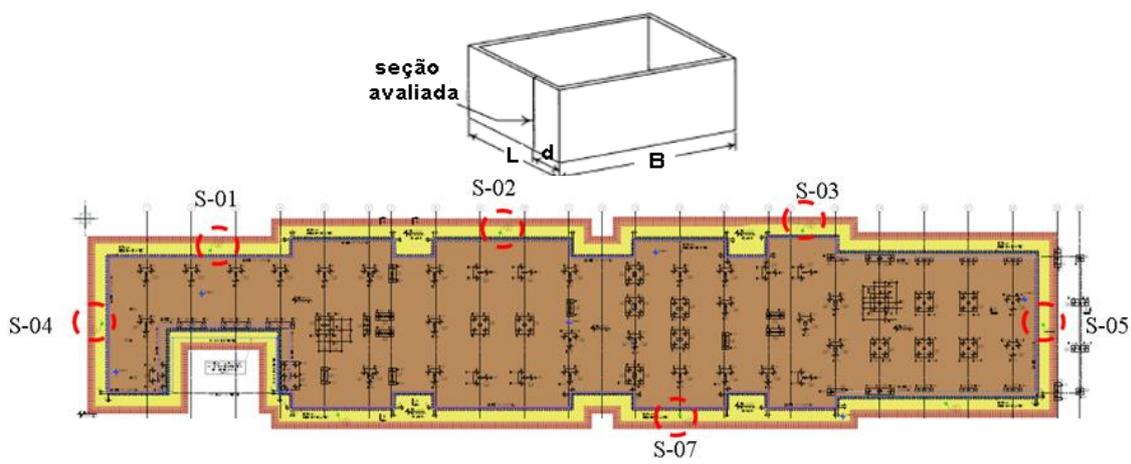
(h) é a profundidade da referida seção.

(p) é o ponto de momento máximo.

(L) é o comprimento do trecho reto em que a seção está inserida.

(d) é a distância da seção ao canto mais próximo.

*Deslocamento horizontal esperado de uma análise 3D segundo o método de OU et al. (1996).



Na sequência são apresentados de forma detalhada, para cada seção estudada, os resultados resumidos na Tabela 4-1.

- Seção S-01:

A Tabela 4-3 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados na análise da seção S-01, obtidos a partir das informações oriundas da sondagem SP-02.

Tabela 4-3: Parâmetros geotécnicos para a seção S-01 relativo a sondagem SP-02.

CAM.	ESP. (m)	Solo	N_0	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ν	c' ou S_u (kPa)	ϕ' (°)	E_s (MPa)	E_{eod} (MPa)	E_{ur} (MPa)
1	2,5	Argilosa	5	17	18	0,3	5	24	28,1	37,8	84,2
2	1	Arenosa	11	17	18	0,35	0,2	28	53,7	86,2	161
3	0,5	Argilosa	1	15	16	0,3	5	19	3,5	4,7	10,4
4	2	Arenosa	12	18	19	0,3	0,2	29	58,4	78,6	175,2
5	3	Arenosa	32	20	21	0,35	0,2	36	129,3	207,5	387,8
6	3	Arenosa	36	20	21	0,35	0,2	37	141,9	227,7	425,7
7	3	Arenosa	47	20	21	0,35	0,2	39	174,7	280,4	524
8	2	Arenosa	24	19	20	0,35	0,2	35	101,7	163,2	305,1
9	3	Argilosa	8	17	18	0,3	50,4	0	16,5	22,2	49,4

A Figura 4-2 ilustra a malha de elementos finitos e a geometria utilizada no Plaxis 2D. O fluxo de água foi estimado com base no Plaxis 2D a partir do recurso designado “Groundwater calculation”. Segundo BRINKGREVE et al. (2002), o cálculo do fluxo é baseado nos parâmetros de permeabilidade do solo ($k=1,0\text{m}/\text{dia}$ para camadas arenosas e $0,01\text{m}/\text{dia}$ para camadas argilosas), nas condições de contorno de fluxo e na malha de elementos finitos, que no caso aqui analisado foi usada a opção de refinamento *very fine*.

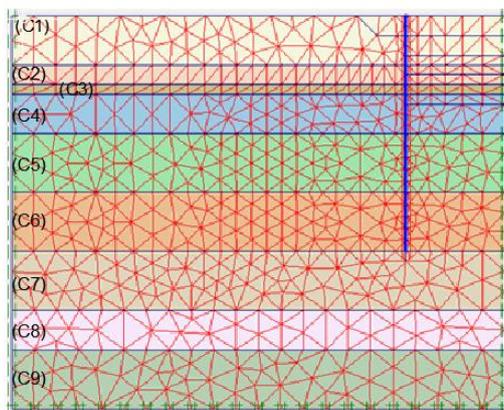


Figura 4-2: Malha de elementos finitos para a fase executiva 6, referente a seção S-01.

A Figura 4-3 apresenta as condições de fluxo adotadas nas análises, assim como as linhas de fluxo para a última fase de escavação, correspondendo a fase executiva de número 6, da seção S-01.

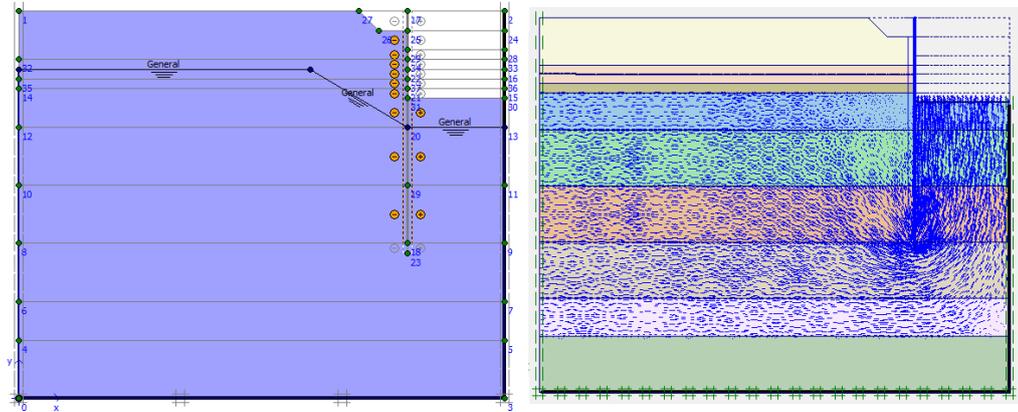


Figura 4-3 Condições de fluxo e linhas de fluxo para a fase 6, relativa a seção S-01.

A Figura 4-4 apresenta os perfis de deslocamentos horizontais da seção S-01. Foram considerados os modelos de Mohr-Coulomb (MC) e o modelo Hardening Soil (HS) nas análises numéricas, sendo apresentados os resultados referentes à fase executiva de número 6. Os deslocamentos horizontais obtidos na cota -1 encontram-se na Tabela 4-4.

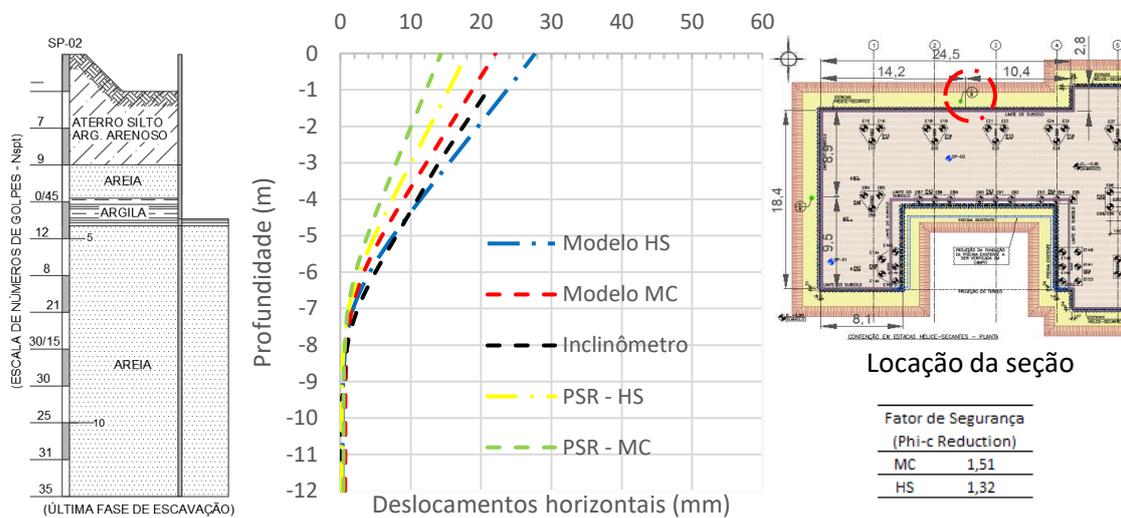


Figura 4-4: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6 - Seção S-01.

Tabela 4-4: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-01.

Modelo HS (mm)	Modelo MC (mm)	Inclinômetro (mm)
23,7	18,8	21

Observando os resultados acima apresentados, nota-se que, apesar de haver uma diferença entre os modelos numéricos e os dados da instrumentação, ambas as análises (HS e MC) se aproximaram em ordem de grandeza dos valores medidos em campo, sendo que o resultado obtido com base no modelo HS se aproximou mais do deslocamento medido.

A Figura 4-4 apresenta também o fator de segurança global (FS) obtido nas análises numéricas através da análise Phi-c reduction. Segundo BRINKGREVE et al. (2002), a avaliação do fator de segurança global da escavação é feita pela redução contínua dos parâmetros de resistência do solo até que o estado de ruptura seja alcançado. O parâmetro ΣM_{sf} , dado pela expressão (89), define a relação entre os parâmetros de resistência admitidos na entrada de dados (sub índice *input*) e os parâmetros reduzidos (sub índice *reduced*).

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan(\varphi)_{entrada}}{\tan(\varphi)_{reduzido}} = \frac{C_{entrada}}{C_{reduzido}} \quad (89)$$

Segundo BRINKGREVE et al. (2002) o fator de segurança é dado por:

$$FS = \frac{\text{Resistência disponível}}{\text{Resistência mobilizada na ruptura}} = \Sigma M_{sf} \text{ na ruptura} \quad (90)$$

É válido ressaltar que as análises do fator de segurança através da abordagem “phi-c reduction” são relativas ao maciço de solo. A resistência estrutural de paredes ou de ancoragens não é verificada por este processo.

A Figura 4-5 apresenta os diagramas de momentos fletores obtidos para a seção S-01, relativos à última fase executiva, de número 6.

Nota-se na Figura 4-5 que houve uma diferença na magnitude e na localização do momento máximo entre os modelos MC e HS.

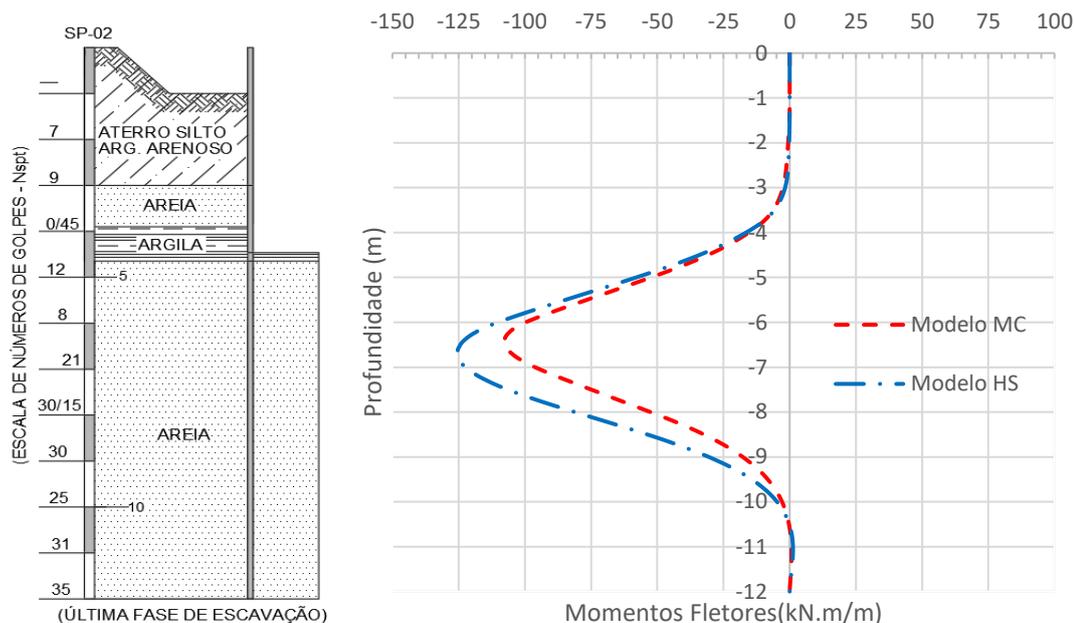


Figura 4-5: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seção S-01.

- Seção S-02:

A Tabela 4-5 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados na análise da seção S-02, baseados na sondagem SP-03.

Tabela 4-5: Parâmetros geotécnicos para a seção S-02 relativo a sondagem SP-03.

CAM.	ESP. (m)	Solo	N_{60}	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ν	$c'ouS_u$ (kPa)	ϕ' (°)	E_s (MPa)	E_{eod} (MPa)	E_{ur} (MPa)
1	2,5	Argiloso	4	17	18	0,3	5	23	22,3	30	66,9
2	3,5	Arenoso	14	17	18	0,3	0,2	30	67,6	91	202,7
3	1	Arenoso	31	18	19	0,35	0,2	35	125,4	201,3	376,3
4	1	Arenoso	41	18	19	0,35	0,2	37	155,5	249,5	466,4
5	2	Arenoso	60	20	21	0,35	0,2	41	211,6	339,7	634,9
6	5	Arenoso	37	18	19	0,35	0,2	37	143,5	230,2	430,4
7	3	Arenoso	19	17	18	0,35	0,2	33	82,9	133,1	248,8
8	2	Argiloso	11	17	18	0,3	67,2	0	20,7	27,9	62,2

A Figura 4-6 ilustra a malha de elementos finitos e a geometria utilizada no Plaxis 2D, assim como o campo de fluxo de água adotado na modelagem da seção S-02. O campo de fluxo de água foi representado para a fase executiva de número 6.

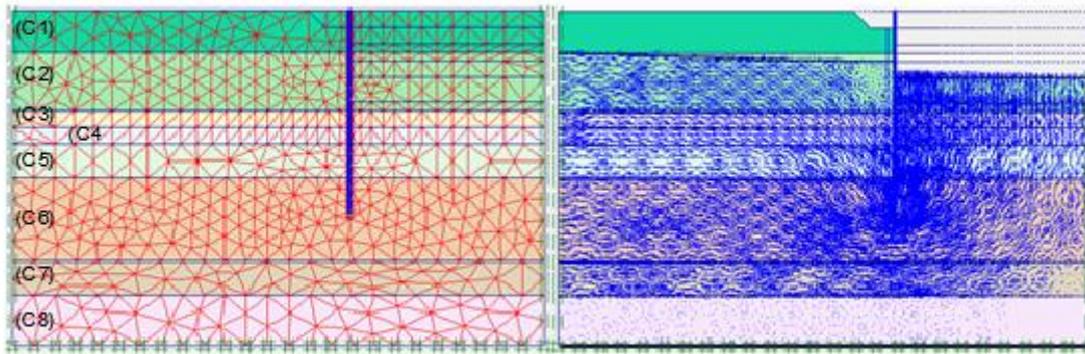


Figura 4-6: Malha de elementos finitos e linhas e campo de fluxo de água para a fase executiva de número 6 da seção S-02.

As Figuras 4-7 e 4-8 apresentam os perfis de deslocamentos horizontais e diagrama de momentos fletores obtidos para a seção S-02. Os resultados para os deslocamentos horizontais na cota -1m podem ser observados na Tabela 4-6. Os resultados apresentados referem-se à última fase de escavação, referente a fase executiva de número 6.

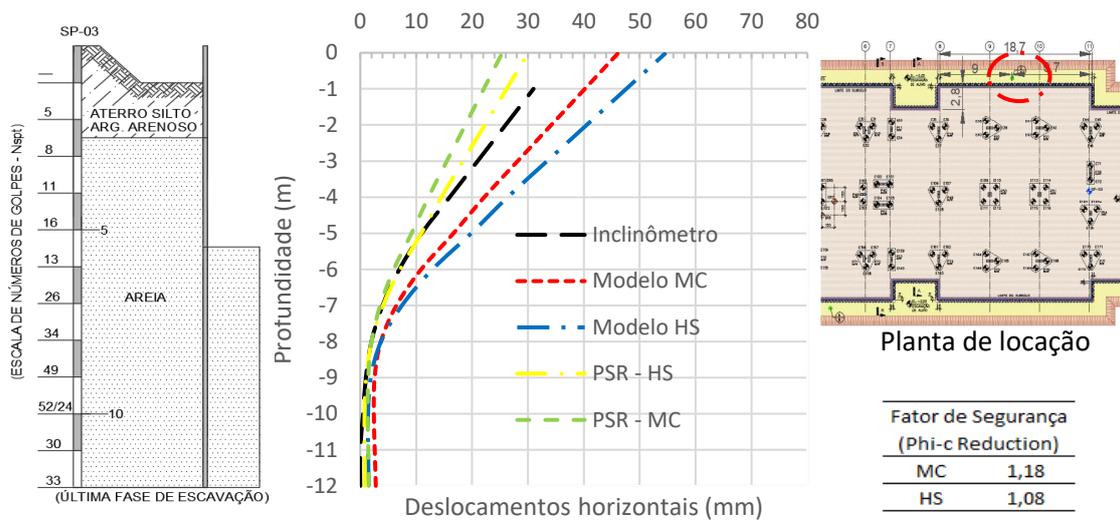


Figura 4-7: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6- Seção S-02.

Tabela 4-6: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-02.

Modelo HS (mm)	Modelo MC (mm)	Inclinômetro (mm)
47,6	40,2	31

Ao contrário da seção anteriormente analisada (S-01), os deslocamentos horizontais obtidos para a seção S-02, tanto para o modelo MC quanto para o modelo HS, se

mostraram bastante superiores aos medidos em campo. Já as curvas obtidas por ajuste do PSR indicam valores inferiores aos medido.

Como já esperado, devido à maior profundidade escavada, 5,5m, os fatores de segurança globais se mostraram inferiores aos obtidos para a seção S-01. Os momentos fletores estimados foram superiores aos obtidos anteriormente, assim como o ponto de momento máximo também variou, se localizando entre as cotas -7m e -8m, como mostrado na Figura 4-8.

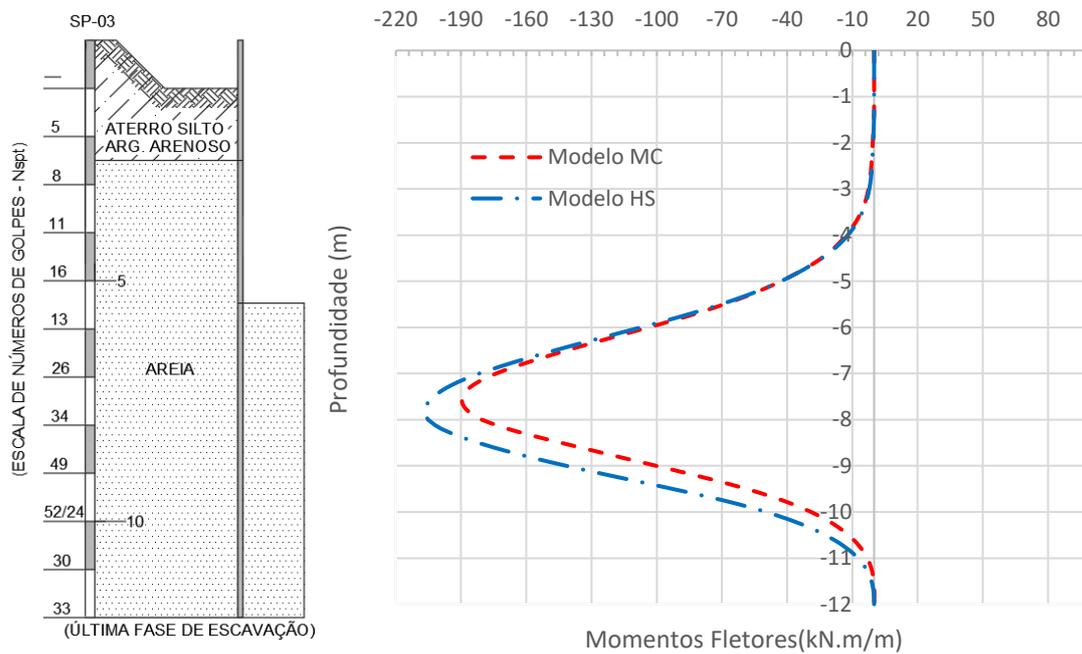


Figura 4-8: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seção S-02.

- Seção S-03/07:

As seções S-03 e S-07 foram analisadas em conjunto devido à semelhança da geometria da escavação, condições de contorno e estratigrafia do terreno. A Tabela 4-7 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados na análise em questão, obtidos a partir das informações oriundas da sondagem SP-04.

Tabela 4-7 Parâmetros geotécnicos para as seções S-03 e S-07 relativos à sondagem SP-04.

CAM	ESP. (m)	Solo	N ₆₀	Y _{nat} (kN/m ³)	Y _{sat} (kN/m ³)	v	c'ou S _u (kPa)	φ' (°)	E _s (MPa)	E _{eod} (MPa)	E _{ur} (MPa)
-----	----------	------	-----------------	---------------------------------------	---------------------------------------	---	---------------------------	--------	----------------------	------------------------	-----------------------

1	2,5	Argiloso	9	17	18	0,3	5	27	46,4	62,5	139,2
2	3,5	Arenoso	11	17	18	0,3	0,2	28	52,5	70,7	157,5
3	1	Arenoso	18	18	19	0,35	0,2	32	80,8	129,6	242,3
4	1	Arenoso	31	18	19	0,35	0,2	38	125,4	201,3	376,3
5	4	Arenoso	38	20	21	0,35	0,2	40	145,6	233,7	436,9
6	3	Arenoso	47	20	21	0,35	0,2	43	174,7	280,4	524
7	2	Arenoso	24	18	19	0,35	0,2	35	101,7	163,2	305,1
8	3	Argiloso	12	17	18	0,3	72	0	21,9	29,5	65,7

A Figura 4-9 ilustra a malha de elementos finitos e a geometria utilizada no Plaxis 2D, assim como o campo de fluxo de água adotado na modelagem das seções S-03 e S-07 para a última fase de escavação (fase 6).

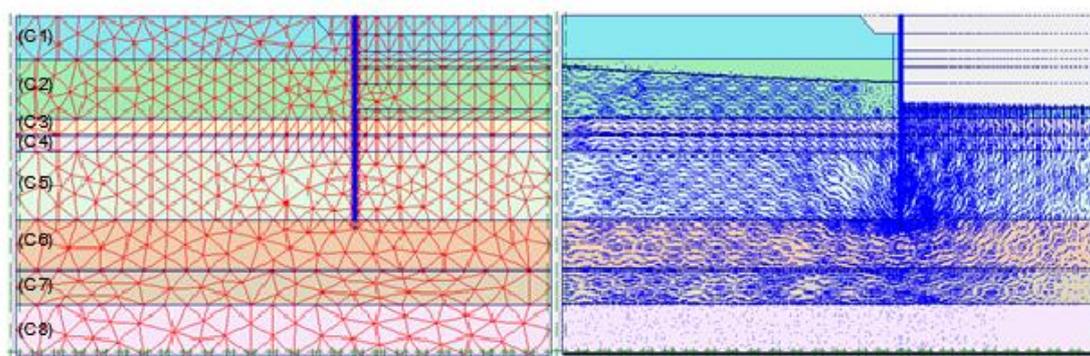


Figura 4-9: Malha de elementos finitos e linhas e campo de fluxo de água para fase executiva 6 das seções S-03 e S-07.

As Figuras 4-10 e 4-11 apresentam os perfis de deslocamentos horizontais e os diagramas de momentos fletores ao longo da profundidade, referentes às seções S-03 e S-07. Os deslocamentos horizontais para a cota -1m são apresentados na Tabela 4-8.

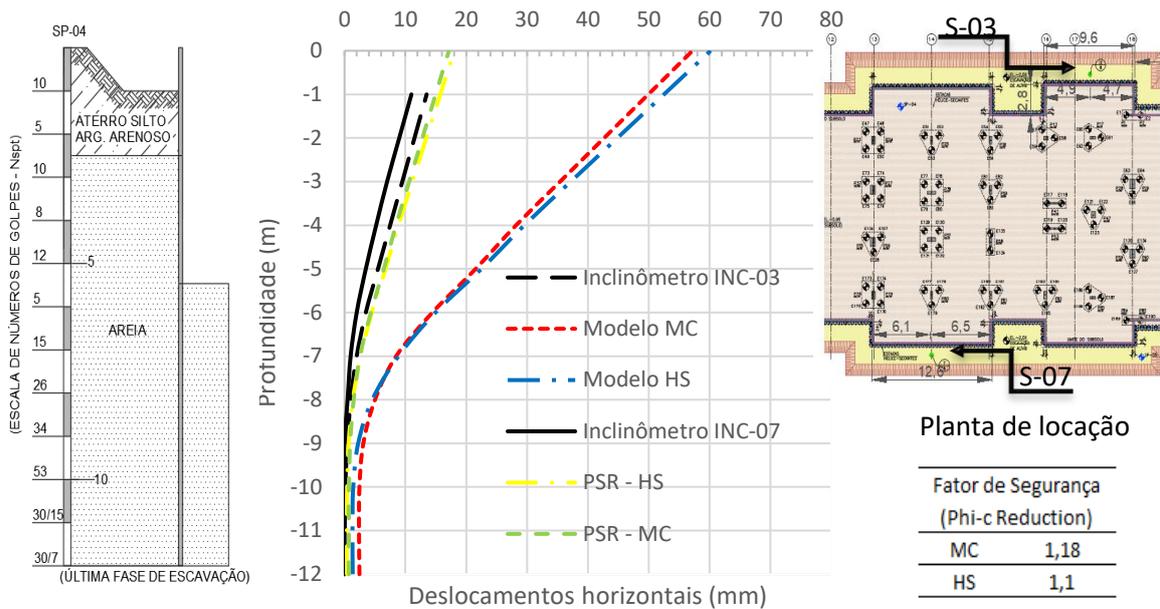


Figura 4-10: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6 – Seções S-03 e S-07.

Tabela 4-8: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-03/07.

Modelo HS (mm)	Modelo MC (mm)	Inclinômetro - 03 (mm)	Inclinômetro - 07 (mm)
52,5	49,9	13,5	11

Similarmente a seção anterior, os deslocamentos horizontais obtidos nas análises bidimensionais para as seções S-03 e S-07, foram significativamente superiores aos medidos em campo. No entanto, as curvas corrigidas pelo PSR forneceram um excelente ajuste aos valores medidos no campo.

Nota-se que, apesar da seção S-02 se assemelhar, em termos de profundidade escavada (5,5m) às seções S-03 e S-07, estas, resultaram em deslocamentos ligeiramente superiores. Isso pode ser explicado pela presença de uma camada de baixa resistência localizada na região do último nível de escavação (camada com $N_{spt}=5$ na cota -6m), influenciando diretamente na resistência passiva do solo nesta região. Além deste aspecto, os deslocamentos medidos para as seções S-03 e S-07 foram bastante inferiores aos medidos na seção S-02 o que pode estar ligado a geometria da região que contém tais seções. A seção S-02 possui $L = 18,2m$ enquanto que as seções S-03 e S-07 possuem $L= 8,9$ e $11,6m$, respectivamente. Estando estas últimas, mais afastadas da condição de estado plano de deformações.

No caso analisado, os resultados dos modelos MC e HS foram muito semelhantes. Porém, uma diferença pode ser observada nos deslocamentos abaixo da cota de -8m. Abaixo deste nível o modelo MC apresenta deslocamentos ligeiramente superiores aos do modelo HS. Isto pode ser explicado pelo comportamento do modelo MC, o qual considera um módulo de elasticidade único por camada, podendo levar a um valor de rigidez menor nesta área quando comparado ao modelo HS, que varia o módulo de elasticidade com nível de tensões.

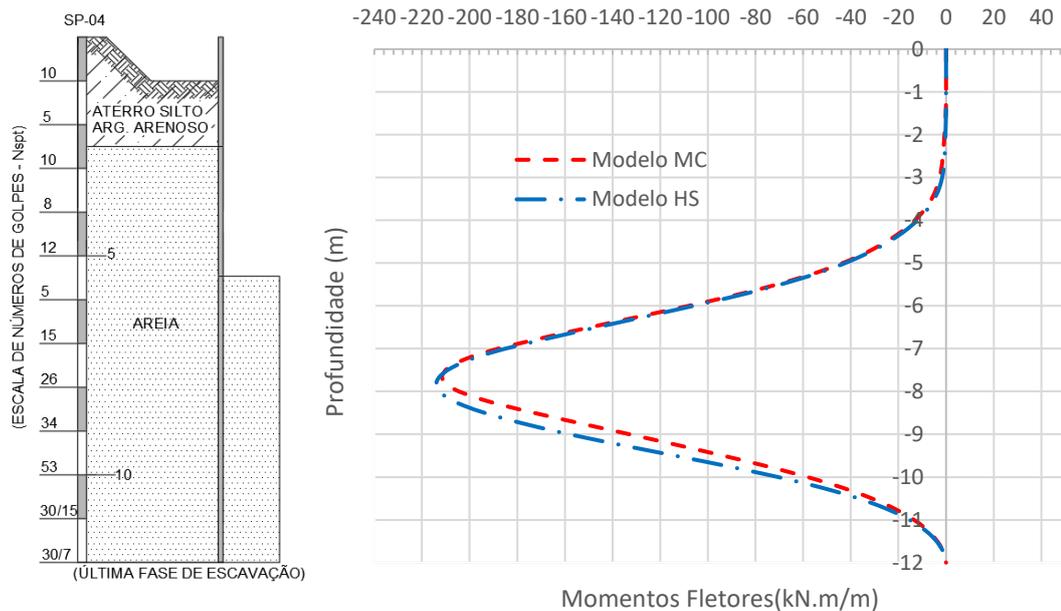


Figura 4-11: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seções S-03 e S-07.

Assim como no perfil de deslocamentos horizontais, os valores absolutos e a localização do máximo valor para os momentos fletores oriundos dos modelos MC e HS também foram muito semelhantes nesta análise, como pode ser observado nos diagramas apresentados na Figura 4-11.

- Seção S-04:

A Tabela 4-9 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados na análise da seção S-04, obtidos a partir da sondagem SP-01.

As Figuras 4-12 e 4-13 ilustram a malha de elementos finitos, a geometria inserida no Plaxis 2D e o campo de fluxo de água adotado na modelagem da seção S-04 respectivamente.

Tabela 4-9: Parâmetros geotécnicos para a seção S-04, relativos à sondagem SP-01.

CAM	ESP. (m)	Solo	N_{60}	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ν	c' ou S_u (kPa)	ϕ' (°)	E_s (MPa)	E_{eod} (MPa)	E_{ur} (MPa)
1	2,5	Argiloso	5	17	18	0,3	5	24	31	42	92
2	2	Arenoso	10	17	18	0,3	0,2	28	49	66	147
3	0,5	Argiloso	13	17	18	0,3	5	25	24	32	71
4	1	Arenoso	14	20	21	0,35	0,2	28	68	108	203
5	3	Arenoso	20	20	21	0,35	0,2	41	88	141	264
6	3	Arenoso	40	20	21	0,35	0,2	41	152	244	455
7	2	Arenoso	47	20	21	0,35	0,2	43	173	278	520
8	2	Arenoso	37	20	21	0,35	0,2	40	143	229	428
9	1	Arenoso	10	17	18	0,3	0,2	28	49	66	147
10	3	Argiloso	8	17	18	0,3	48	0	16	21	48

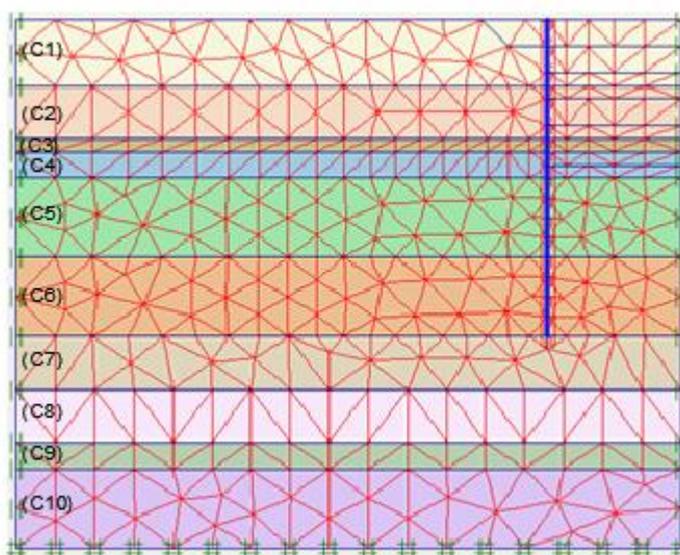


Figura 4-12: Malha de elementos finitos para a seção S-04.

É possível notar, observando o campo de fluxo apresentado na Figura 4-13, representativa da última fase de escavação, que as linhas de fluxo iniciam sua trajetória abaixo da camada de número 3, a qual tem início a 4,5 m de profundidade e possui uma espessura de 50 cm. Segundo o relatório de sondagem da SP-01, esta região é composta por material argiloso, que, em geral, se caracteriza por possuir uma baixa permeabilidade, em alguns casos podendo ser considerado impermeável para fins de engenharia, como

preconizado na Figura 3-8. Acima da camada impermeável, o nível de água pode ser considerado hidrostático, como representado pela linha grossa acima do campo de fluxo. Situação similar pode ser observada na Figura 4-3, relativa à análise da seção S-01.

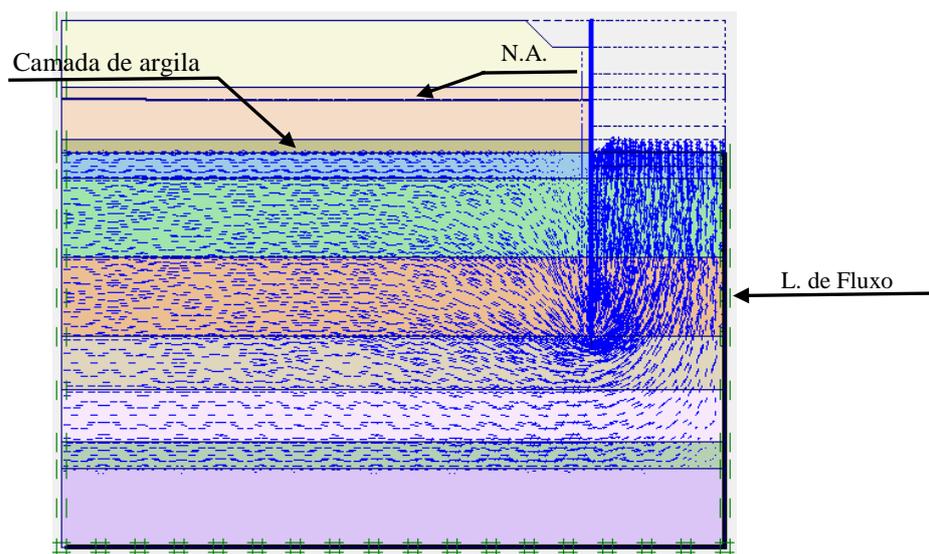


Figura 4-13: Campo de fluxo – Fase 6 - S-04.

A Figura a 4-14 e 4-15 apresentam os perfis de deslocamentos horizontais e os diagramas de momentos fletores referentes à seção S-04. Os deslocamentos horizontais para a cota de -1m são apresentados na Tabela 4-10.

Para a seção S-04 os perfis de deslocamento obtidos, tanto a partir do modelo MC quanto do modelo HS, se aproximaram do medido em campo, em ordem de grandeza, porém apresentando uma maior diferença acima da cota de -5 m. Os fatores de segurança para esta seção foram maiores que os obtidos nas demais seções com profundidade escavada de 5,5 m. Este fator pode ser explicado pela presença de uma camada de areia com número de golpes elevados (N_{spt}) no ensaio de sondagem a percussão, como pode ser observado pela escala de número de golpes para o furo de sondagem SP-01, que apresenta número de golpes iguais a 44 e 30/15 na profundidade de 7m e 8m respectivamente, conforme apresentado na Figura 4-14 juntamente com o perfil de deslocamentos horizontais da estrutura. Os deslocamentos obtidos por ajuste do PSR forneceram valores inferiores aos medidos.

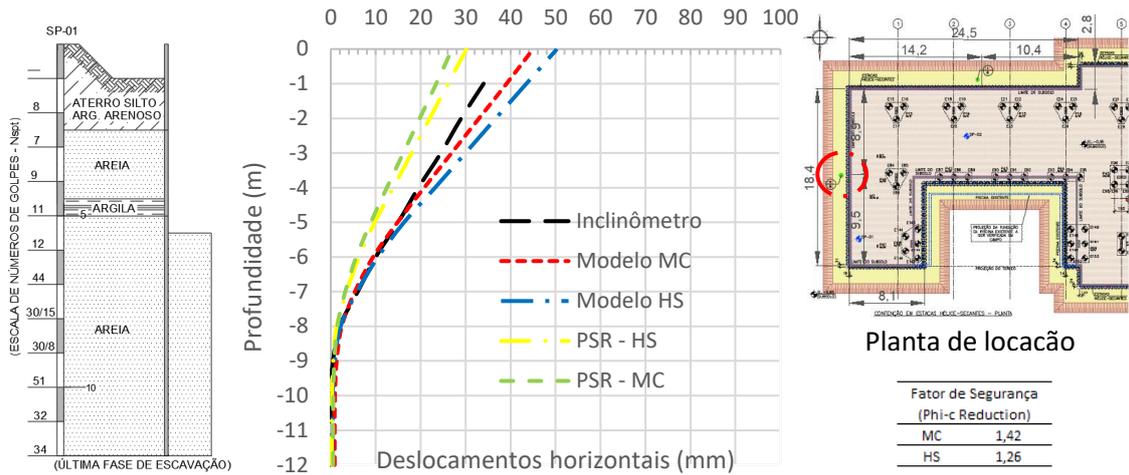


Figura 4-14: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 6 – Seção S-04.

Tabela 4-10: Deslocamentos horizontais na cota -1m – Fase 6 – S-04.

Modelo HS (mm)	Modelo MC (mm)	Inclinômetro (mm)
43,5	39,1	34

Os diagramas de momento fletor obtidos com base nos dois modelos se mostraram semelhantes, porém com uma diferença no valor e profundidade de ocorrência do momento máximo, como pode ser observado na Figura 4-15.

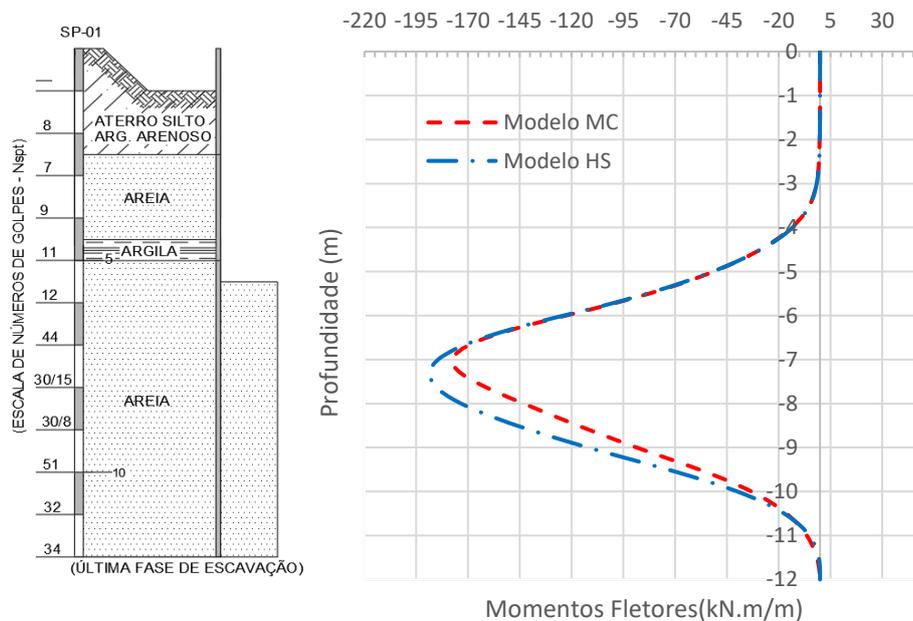


Figura 4-15: Diagramas de momentos fletores para a fase 6 - Seções S-03 e S-07.

- Seção S-05:

Para a seção S-05, por se tratar de uma seção onde a largura total da cava é muito extensa, como representado na Figura 4-16, foi estudado qual seria o valor mais adequado para tal largura (L). Assim, foi variado o valor do trecho escavado no intervalo de 5 a 20 m, a fim de avaliar a influência do aumento da largura da cava nos resultados obtidos para a seção.

Nota-se pelo exposto na Tabela 4-11, que para larguras superiores a 10 m a diferença percentual entre os valores do deslocamento no topo da cortina e a dos momentos máximos se mostraram muito pequenas, com diferenças inferiores a 1% para os momentos máximos. Assim, o autor conclui que a partir dos 10 m os resultados são pouco influenciados pelo aumento da largura da cava. Sendo adotada então, uma largura de 15 m para a seção S-05.

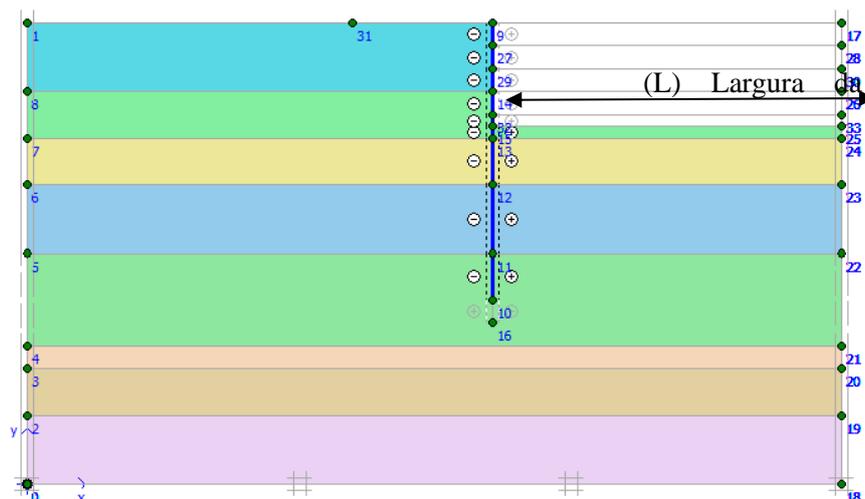


Figura 4-16: Seção S-05 - Largura da escavação.

Tabela 4-11: Análise paramétrica da largura da cava para a seção S-05.

Largura L	δ_{topo} (mm)	Dif. %	M_{max} (kN.m/m)	Dif %
5	38,5	-	155,17	-
10	35,1	-8,71	144,05	-7,17
15	35,4	0,85	144,27	0,15
20	35,9	1,41	144,42	0,1

A Tabela 4-12 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados na análise numérica da seção S-05, baseados nos dados da sondagem SP-06.

Tabela 4-12: Parâmetros geotécnicos da seção S-05, relativos à sondagem SP-06.

CAM	ESP. (m)	Solo	N ₆₀	Y _{nat} (kN/m ³)	Y _{sat} (kN/m ³)	v	c'ouS _u (kPa)	φ' (°)	E _s (MPa)	E _{eod} (MPa)	E _{ur} (MPa)
1	3	Argiloso	6	17	18	0,3	5	25	33,5	45,2	100,6
2	2	Arenoso	7	17	18	0,3	0,2	26	38,8	52,2	116,4
3	2	Arenoso	22	18	19	0,35	0,2	34	93,5	150	280,4
4	3	Arenoso	36	18	19	0,35	0,2	39,5	140,6	225,7	421,9
5	4	Arenoso	65	18	19	0,35	0,2	47,9	225,9	362,6	677,8
6	1	Arenoso	43	20	21	0,35	0,2	41,8	162,7	261,2	488,2
7	2	Arenoso	17	18	19	0,35	0,2	31,7	76,4	122,7	229,3
8	3	Argiloso	7	17	18	0,3	40,8	0	13,9	18,7	41,7

A Figura 4-17 ilustra respectivamente a malha de elementos finitos e o campo de fluxo de água para a última fase de escavação, considerados na modelagem da seção S-05.

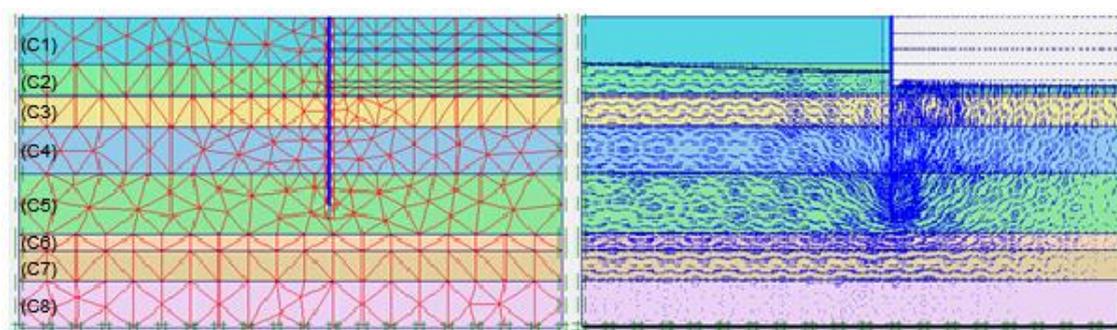


Figura 4-17: Malha de elementos finitos e linhas e campo de fluxo de água para a fase 6 da seção S-05.

As Figuras 4-18 e 4-19 apresentam os perfis de deslocamentos horizontais e os diagramas de momentos fletores para a fase 6. Os deslocamentos horizontais para a cota de -1m podem ser observados na Tabela 4-13.

Como observado nos perfis de deslocamentos horizontais, ao contrário das demais seções, o estudo numérico da seção S-05 apresentou deslocamentos horizontais muito inferiores aos observados em campo. Este fato está em oposição à hipótese considerada inicialmente, na qual é suposto que os deslocamentos obtidos a partir de análises 2D sejam

superiores aos obtidos em campo para seções que não representem, de fato, a consideração de estado plano de deformações, como o caso aqui analisado.

Com o objetivo de tentar simular melhor as condições de contorno da seção, foi inserido no modelo um carregamento distribuído de 10kN/m² na superfície, supondo que a área atrás da escavação tenha recebido algum tipo de sobrecarga durante a execução dos serviços. A carga foi estendida até uma distância de 5 m da cortina de estacas. Além disso, foi desconsiderada a escavação de alívio, executada no entorno da obra. Os deslocamentos obtidos são apresentados na mesma figura, representados pela linha tracejada em amarelo.

Apesar da modificação das condições de contorno anteriormente admitidas, os deslocamentos obtidos das análises numéricas ainda resultaram em diferenças significativas em comparação aos valores medidos em campo.

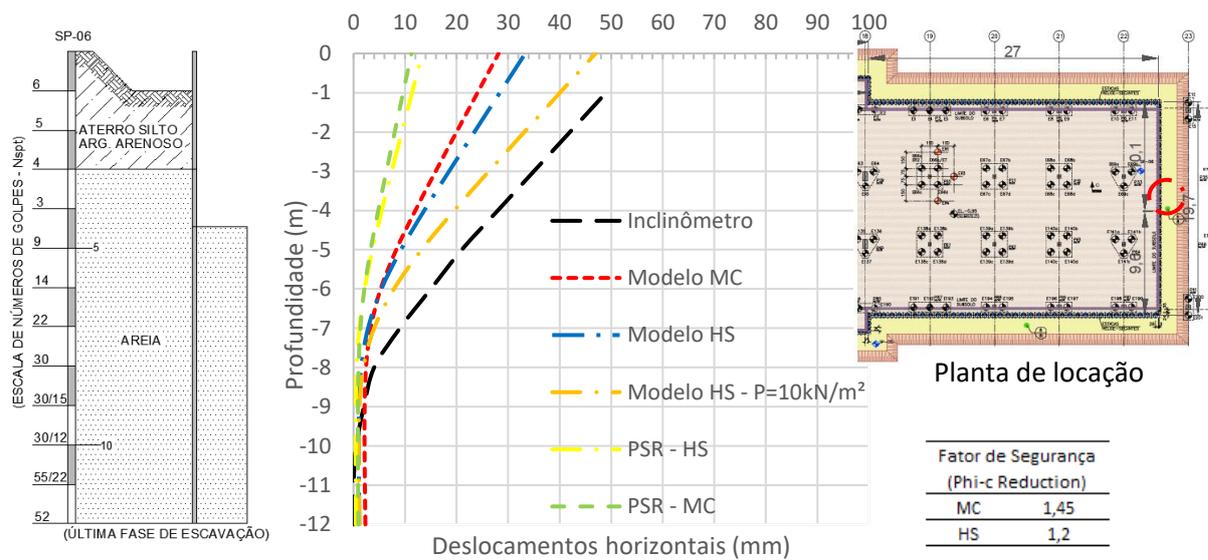


Figura 4-18: Perfis de deslocamentos horizontais para a fase 5 – Seção S-05.

Tabela 4-13: Deslocamentos horizontais na cota -1m - Última fase de escavação –S-05.

Modelo HS (mm)	Modelo HS - P=10kN/m ² (mm)	Modelo MC (mm)	Inclinômetro (mm)
28,38	40,05	24,06	49

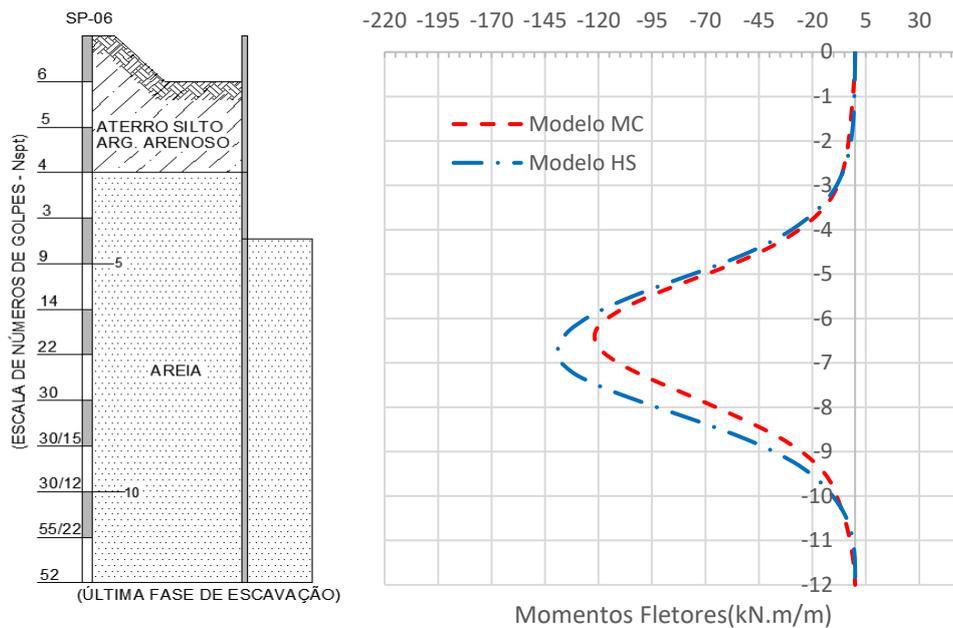


Figura 4-19: Diagramas de momentos fletores para a última fase de escavação - Seção S-05.

Os resultados discrepantes das análises numéricas, quando comparados com os valores medidos em campo podem ser oriundos de alguns fatores, dentre os quais se destacam os relacionados a seguir:

- Falha na modelagem das condições de contorno do problema. Durante a obra ou mesmo no momento das medições dos perfis de deslocamentos, com base nos inclinômetros, cargas podem ter sido aplicadas no entorno da seção, embora seja sempre recomendado evitar qualquer tipo de carregamento nas áreas adjacentes a escavações, originando deslocamentos mais pronunciados nesta região. A foto ilustrada na Figura 4-20 mostra que atrás da cortina de estacas, na região de estudo, foram depositadas gaiolas de armadura, provavelmente utilizadas na execução dos blocos de coroamento. O acúmulo deste e de outros materiais ou equipamentos utilizados na obra, podem ter gerado um acréscimo de carga na superfície, originando assim deslocamentos mais notáveis.



Figura 4-20: Foto da obra - Região da seção S-05.

- Presença de material de baixa capacidade de carga na região. A sondagem de referência (SP-06) apresenta, no entorno da profundidade de 3,5 m, uma fina camada de argila mole com espessura de aproximadamente 15 cm. Esta camada foi desconsiderada na modelagem numérica. Caso haja uma maior presença de solo mole nesta região, não detectada na sondagem, é possível que maiores deslocamentos tenham ocorrido, principalmente se a presença de solo mole estiver concentrada na região em que atue empuxo passivo, o qual é o maior responsável pela estabilização da estrutura.

Adicionalmente as análises realizadas anteriormente relativas a hipótese de estado plano de deformações foi avaliado a relação entre os deslocamentos horizontais considerando um estado plano de deformações e os deslocamentos reais da estrutura, e assim, poder comparar esta relação com o PSR obtido pelo método de OU et al., (1996). Em geral, é esperado que a modelagem tridimensional consiga simular de maneira mais adequada as condições de contorno de um problema complexo como o apresentado. Como não foram realizadas modelagens tridimensionais do caso de obra, foram utilizadas as medições de campo como parâmetro de comparação.

Na Tabela 4-14, para cada seção modelada, são apresentados nas colunas (a) e (b) os deslocamentos horizontais, tanto para as análises bidimensionais (2D) com modelo Mohr Coulomb (MC), quanto para o Hardening Soil (HS). A coluna (d) indica os valores de PSR estimados para cada seção, os quais multiplicados pelos valores indicados nas colunas (a) e (b) fornecem os deslocamentos que seriam obtidos na análise tridimensional da seção tendo sido considerada a geometria real da mesma e, conseqüentemente, o afastamento da condição de estado plano de deformação (colunas (e) e (f)). Estes valores, por sua vez, ao serem comparados com os deslocamentos obtidos por instrumentação (coluna (c)) apresentam um ajuste melhor ao obtido sem a utilização da metodologia proposta por Ou et al. (1996). É possível notar também, pela relação ($\delta_{real}/\delta_{2D}$), que os resultados do para o modelo HS mais se aproximaram dos valores de PSR, os quais correspondem a relação entre modelagens tridimensionais e bidimensionais (δ_{3D}/δ_{2D}).

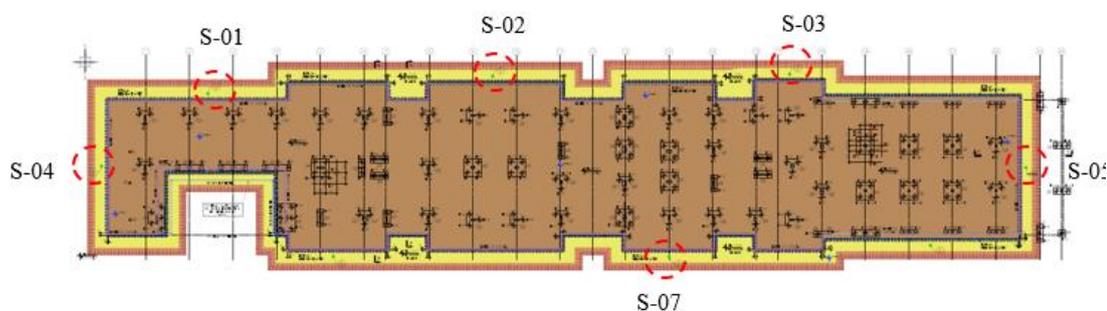
Tabela 4-14: Relação PSR (Plane Strain Ratio).

	(a)	(b)	(c)	$\delta_{real}/\delta_{2D}$	$\delta_{real}/\delta_{2D}$	Ou et al., 1996				(e)=(a).(d)	(f)=(b).(d)
						δ_{h2D} (MC)	δ_{h2D} (HS)	δ_{inc}	$\delta_{real}/\delta_{2D}$ (MC)		
S-01	18,8	23,7	21	1,12	0,89	18,4	24,5	14,2	0,65	12,2	15,4
S-02	40,2	47,6	31	0,77	0,65	2,8	18,2	9,1	0,55	22,1	26,2
S-03	49,9	52,5	13	0,26	0,25	2,8	8,9	4,3	0,3	15	15,8
S-04	39,1	43,5	34	0,87	0,78	8	18,4	9,5	0,6	23,5	26,1
S-07	49,9	52,5	11	0,22	0,21	2,8	11,6	5,7	0,3	15	15,8

$\delta_{hesp.}$ é o deslocamento horizontal esperado de uma análise 3D segundo o método de Ou et al (1996)

Deslocamentos horizontais em mm.

δ_{inc} → Deslocamento horizontal medido em campo.



Dos resultados apresentados acima, podem ser destacadas as seguintes conclusões:

- Tendo em vista as limitações apresentadas no item 2.6.6, em geral, o método de Ou et al. (1996) apresentou valores de PSR próximos à relação $\delta_{real}/\delta_{2D}$ (sendo δ_{real} o valor medido no campo = $\delta_{inclinometro}$) para as análises numéricas referentes ao modelo Hardening Soil.
- Comparando-se os deslocamentos horizontais esperados para uma análise 3D com as medições de campo, nota-se que ambos os modelos, HS e MC, proporcionaram valores próximos aos instrumentados. O modelo HS forneceu valores ainda mais próximos aos medidos nas seções S-01, S-02 e S-04. Estes resultados indicam que, para o caso analisado, o método de OU et al (1996) permitiu uma boa estimativa dos deslocamentos horizontais, podendo, então, ser utilizado para uma estimativa inicial em fases de projeto.
- Como já esperado devido à sua localização na estrutura de contenção, a seção S-01 apresentou PSR mais próximo da unidade, se configurando a seção que mais se aproximou da condição de estado plano de deformações.
- A seção S-04, também apresentou relações $\delta_{real}/\delta_{2D}$ elevadas para os modelos MC e HS. A relação PSR obtida a partir do método de OU et al. (1996), indicou que a seção se afastou da hipótese de estado plano de deformações.
- Nas demais seções o método de OU et al. (1996) permitiu uma boa previsão da relação PSR, se aproximando das relações baseadas nas análises bidimensionais em conjunto com as medições de campo. Os dados mostraram que estas seções não atendem a hipótese de estado plano de deformações. Sendo, assim, mais adequada uma análise tridimensional para estes casos.

4.1.1 Modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil

Foram comparados os deslocamentos horizontais no topo da estrutura e os momentos máximos para cada seção. O resumo dos resultados é apresentado na Tabela 4-15.

Como pode ser observado na Tabela 4-15, em todas as seções, os valores dos deslocamentos horizontais relativos ao modelo MC foram menores que os provenientes da modelagem utilizando o modelo HS. Fato este que está em alinhamento ao exposto por GOUW (2014), que enfatiza que para valores de coeficiente de segurança menores que 2, os deslocamentos horizontais estimados pelo modelo Mohr-Coulomb podem ser

subestimados. É válido salientar que, apesar de algumas seções de análise terem proporcionado valores baixos para o coeficiente de segurança global da estrutura, não foi verificado nenhum problema durante as fases executivas do empreendimento. No caso de obra estudado, a cortina de contenção foi executada em balanço provisoriamente, visto que a estrutura da edificação (lajes do subsolo e primeiro andar) proporcionou apoio para a cortina após sua construção. Outro aspecto importante a destacar é que o efeito da tridimensionalidade do problema em condições reais originaria fatores de segurança mais elevados. A hipótese de estado plano de deformações representa a pior condição de análise para este tipo de situação.

Tabela 4-15: Resumo dos resultados

	Fator de Segurança (F.S.)		Deslocamento Horizontal (mm)		Momento Fletor (kN.m/m)	
	MC	HS	MC	HS	MC	HS
S-01 h=4,5m	1,51	1,32	18,8	23,7	107,8	125,4
S-02 h=5,5m	1,18	1,08	40,2	47,6	189,5	206,5
S-03 h=5,5m	1,18	1,1	49,9	52,5	211,5	214
S-07 h=5,5m	1,18	1,1	49,9	52,5	211,5	214
S-04 h=5,5m	1,47	1,26	39,1	43,5	177,1	188,5
S-05 h=4,5m	1,45	1,2	24,06	28,38	121,5	139,07

Assim como os deslocamentos horizontais, os momentos fletores máximos obtidos foram maiores nas análises efetuadas com o modelo HS. Em geral, além da diferença entre os valores absolutos dos momentos, ocorreram também distinções em relação ao ponto de aplicação da máxima sollicitação.

As diferenças entre os dois modelos apresentados se origina na formulação dos modelos constitutivos. Como apresentado anteriormente, o modelo MC representa uma modelo elástico perfeitamente plástico. Neste caso, o módulo de elasticidade é tomado como uma constante até o ponto de ruptura. Já o modelo HS, permite a variação do módulo conforme o nível de tensão no solo. Esta diferença pode ser observada graficamente pela Figura 4-23.

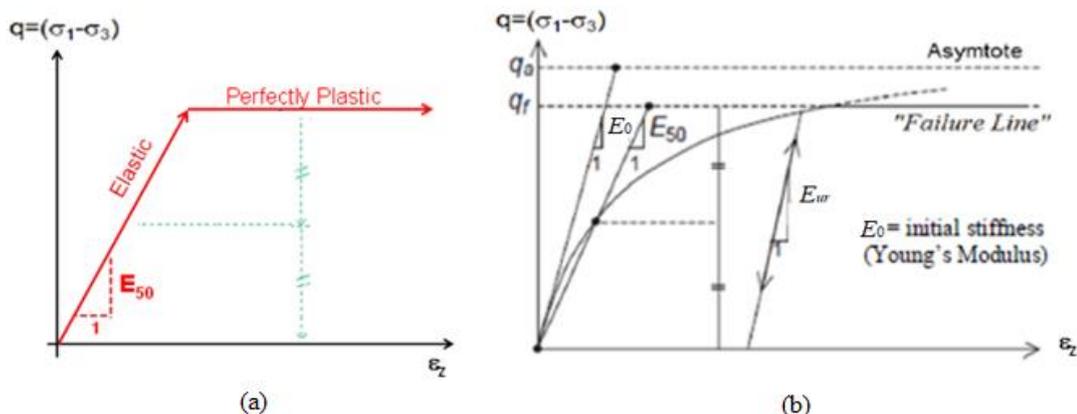


Figura 4-21: Curva tensão v.s. deformação - (a) Modelo MC e (b) Modelo HS (Adaptado das Figuras 2-57 e 2-59).

Na comparação realizada, adotou-se o mesmo módulo de elasticidade para os dois modelos (E_{50}), desta forma, o modelo MC se apresentou mais rígido, e, conseqüentemente, apresentou os menores valores de momentos e de deslocamentos horizontais. O modelo HS, por considerar a variação da rigidez com o nível de tensão, se apresentou menos rígido, proporcionando os menores valores para tais resultados.

Foram realizadas análises analíticas baseadas nos métodos apresentados no capítulo 2, as quais podem ser conferidas no Anexo F. A Tabela 4-16 apresenta dados comparativos entre os resultados oriundos dos modelos numéricos, das análises analíticas e os valores da ficha adotada em projeto para cada seção.

Tabela 4-16: Comparação dos resultados.

Seção	Profundidade escavada	Ficha (m)			Momentos Fletores (kN.m/m)		
		Projeto (FP)	Analítico (FA)*	FP/FA	HS	MC	Analítico (A)
S-01	4,5m	7,5	5,55	1,35	125,4	107,8	160
S-02	5,5m	6,5	6,5	1	206,5	189,5	269
S-03/07	5,5m	6,5	6,35	1,02	214	211,5	225,3
S-04	5,5m	6,5	6	1,08	188,5	177,1	259,8

(A) – Analítico; FP – Ficha de projeto; FA – Ficha obtida analiticamente.

* Para a análise analítica foi considerado o método convencional, admitindo um fator de segurança de 2 aplicado no empuxo passivo.

Como pode ser observado, os valores das fichas obtidas para as seções com profundidade escavada igual a 5,5 m, estão em concordância com o adotado em projeto, indicando que as seções de maiores profundidades nortearam os cálculos em fase de

projeto. Nota-se que a seção S-04 apresentou ficha necessária menor que a adotada em projeto. A região que contém esta seção apresentou camadas de solo com números de golpes elevados no ensaio SPT correspondente, sendo indicadas, nas sondagens, camadas de areia muito compacta na região da cota de fundo da cava. Esta característica local pode ter refletido nos resultados observados para as fichas. Nota-se também que os momentos fletores obtidos numericamente nesta seção também se mostraram inferiores aos obtidos para as demais seções com 5,5m, o que pode ser, também, resultado da característica estratigráfica local.

Para os momentos fletores máximos, a modelagem numérica (MC e HS) forneceram valores bem abaixo dos obtidos através do método analítico. Este fato pode ser justificado, entre outros motivos, pelos relacionados abaixo:

- 1) Na modelagem computacional houve uma melhor discretização das camadas do terreno, diferentemente das análises analíticas, nas quais foram considerados parâmetros médios para analisar camadas da mesma natureza.
- 2) Nos métodos analíticos há consideração do meio infinito para as adjacências da escavação, o que não ocorreu na modelagem computacional, na qual a seção foi modelada em seu eixo de simetria.
- 3) Na análise numérica há consideração da interação entre o solo e a estrutura de contenção através do parâmetro R_{inter} , como explicado anteriormente. Este parâmetro, de acordo com estudos de SANTOS (2016), exerce influência direta nos valores dos momentos fletores, aumentando-os conforme é diminuído tal parâmetro. Na obtenção dos empuxos pelo método de Rankine (método utilizado nas verificações analíticas) não é considerada qualquer interação de contato entre o solo e a estrutura de contenção, o que leva a obtenção de maiores momentos fletores.
- 4) Nos métodos analíticos não há a consideração de parâmetros de rigidez para a estrutura, o que no método numérico é considerado.
- 5) Por fim, na obtenção dos momentos pelos métodos analíticos, foi adotado fator de segurança igual a 2 aplicado no empuxo passivo. Este procedimento tende a majorar os momentos fletores.

4.1.2 Aspectos gerais do caso analisado.

Foram analisadas diversas seções, as quais foram referenciadas a diferentes pontos de instrumentação da estrutura. Cada seção foi analisada tomando-se a sondagem mais próxima como a mais representativa para o local de análise. Com isso, foi possível verificar diversos trechos da estrutura frente às distintas condições de contorno. Pelos resultados expostos anteriormente, observa-se que em todas as seções e, considerando-se todos os horizontes geotécnicos apresentados nos boletins de sondagem, a estrutura se apresentou geotecnicamente estável, exibindo fatores de segurança globais superiores à unidade.

Inicialmente foi traçado um paralelo entre análises bidimensionais e tridimensionais, concluindo-se, a partir do método proposto por OU et. al. (1996), que a seção S-01 mais se aproximou de um estado plano de deformações, condição estabelecida para as análises 2D empregadas. Aplicando a relação PSR nos resultados das análises bidimensionais, foram obtidos valores de deslocamentos próximos aos medidos em campo, sendo o modelo HS o que mais se aproximou dos resultados da instrumentação. Assim, embora apenas tenham sido considerados parâmetros geotécnicos obtidos a partir de correlações baseadas no ensaio SPT, o qual muitas vezes não é o suficiente para uma adequada caracterização e parametrização dos solos, os parâmetros estratigráficos do terreno e as condições de contorno local adotadas proporcionaram resultados compatíveis com as instrumentações de campo.

A Figura 4-22b apresenta o perfil de deslocamento horizontal relativo à seção S-01 considerando-se o modelo HS. A Figura 4-22a apresenta o diagrama de tensões de cisalhamento relativo (τ_{rel}). Segundo o manual do Plaxis, τ_{rel} proporciona uma indicação da proximidade de um ponto ao limite máximo da tensão cisalhante (caracterizado pelo raio do círculo de Mohr para a envoltória de tensão de cisalhamento). Esta variável pode ser definida como apresentado na expressão (91).

$$\tau_{rel} = \frac{\tau}{\tau_{max}}; \text{ (Plaxis 2D)} \quad (91)$$

Onde: τ é tensão de referência

τ_{max} é a tensão máxima de cisalhamento

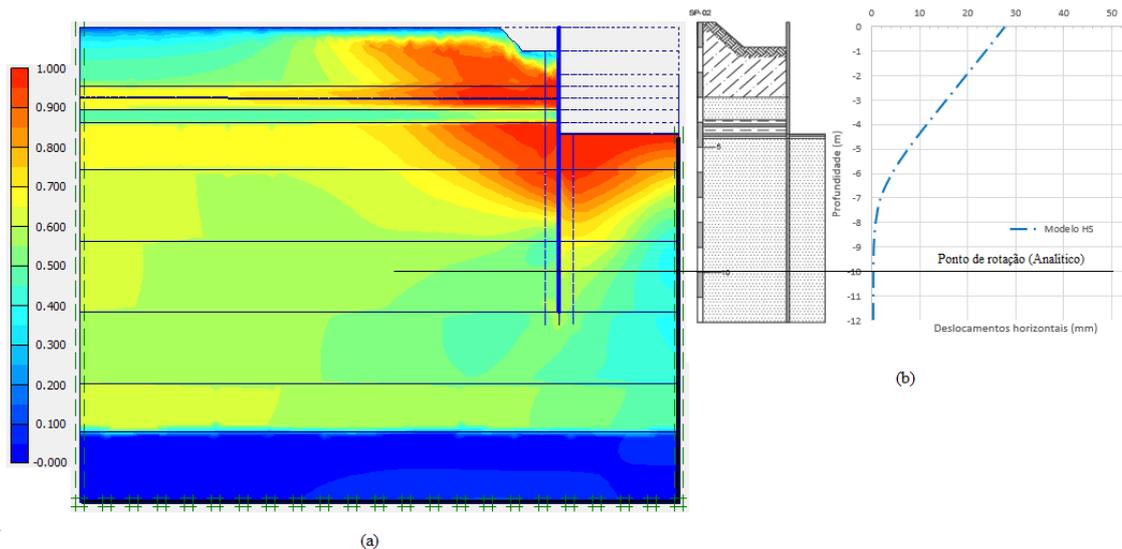


Figura 4-22: (a) Diagrama de tensões de cisalhamento; (b) Perfil de deslocamento da seção S-01 - Modelo Hardening Soil.

A Figura 4-22 apresenta, também, a ordenada aproximada do ponto de rotação obtido pelos métodos analíticos, conforme apresentado no Anexo F. Pode ser observado que acima do ponto de rotação os deslocamentos aumentam de forma mais pronunciada. Ao mesmo tempo, a tensão de referência sofre um aumento no trecho a direita da estrutura de contenção, caracterizado pela transição de cores no gráfico, indicando uma zona com grande concentração de tensões.

Confrontando a teoria de Rankine exposta no item 2.2.1, a qual admite a formação de cunhas de ruptura ativa e passiva no estado limite de plastificação do solo (ver Figura 2-11), nota-se uma grande semelhança com os resultados expostos na Figura 4-22a. Nesta figura, no trecho onde os deslocamentos são mais pronunciados observa-se a formação de uma zona plastificada ($\tau_{rel} = 1$) a esquerda, caracterizando a zona ativa de Rankine, e a direita caracterizando a zona passiva de Rankine.

Foi obtido do modelo numérico o diagrama de tensões horizontais atuantes na cortina de contenção, o qual foi comparado com o diagrama obtido analiticamente. Para tal estudo foram utilizados os resultados referentes a modelagem numérica da seção S-01 com o modelo HS para a última fase de escavação (fase 6). Para permitir uma melhor comparação, foi adotado para o parâmetro R_{inter} , o valor de 0,2. Assim, foi possível uma comparação adequada com o método analítico, que pressupõe não haver atrito entre o anteparo e o solo. Para o diagrama obtido pelo método analítico não foi considerado o

fator de segurança aplicado ao empuxo passivo ($F.S.=2,0$). A Figura 4-23 apresenta os diagramas mencionados acima.

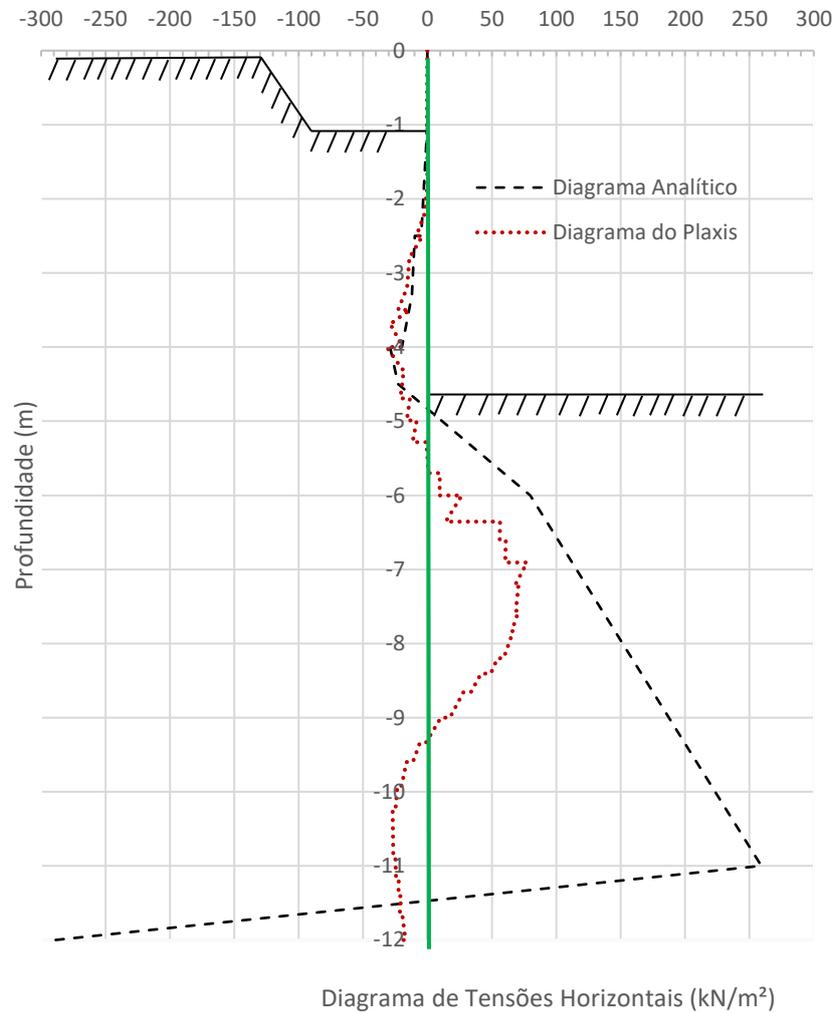


Figura 4-23 - Diagramas de tensões horizontais oriundos do Plaxis e das análises analíticas – Seção S-01

Nota-se pelo exposto na Figura 2-23 da revisão bibliográfica, que, para o trecho acima do nível escavado, onde o empuxo se configura ativo, os resultados numéricos foram semelhantes aos obtidos do método analítico. No trecho abaixo do nível da escavação, os diagramas foram bastante distintos. Na modelagem em elementos finitos é possível observar que o empuxo passivo não é completamente mobilizado. Isso se deve, principalmente, ao nível de deslocamento necessário para a mobilização do empuxo passivo (da ordem de 4% da altura do muro), que na maioria dos casos não é alcançado, e, assim, o empuxo passivo não é mobilizado integralmente.

4.2 Análise em termos de recalques na superfície

Assim como os aspectos anteriormente abordados, o estudo dos efeitos de escavações em áreas vizinhas, principalmente quando nestas estão presentes edificações ou instalações que possuam sensibilidade a movimentações no solo, constitui um tema de vital importância para o sucesso de tais projetos.

De forma a alcançar um melhor entendimento do tema, será abordado neste capítulo o estudo dos recalques nas áreas vizinhas a estruturas de contenção do caso de obra aqui investigado. Será avaliada a magnitude desses recalques a partir de métodos empíricos disponíveis na literatura técnica, expostos no capítulo 2, e pelo método numérico utilizando o MEF (Método dos Elementos Finitos), através do programa Plaxis 2D.

Os estudos apresentados neste capítulo foram baseados nos resultados obtidos para a seção S-01. Devido a sua melhor adequação a análises numéricas em 2D, o autor presume que os resultados em termos de recalques tenham tido, também, uma boa adequação aos dados reais.

São apresentados inicialmente os resultados baseados nas propostas analíticas (itens 4.2.1 a 4.2.3) e por modelagem numérica (item 4.2.4). Ao final, estes resultados serão comparados (item 4.2.5).

4.2.1 Método de BOWLES (1988)

O método proposto por BOWLES (1988) se adequa a uma distribuição de recalques na superfície segundo um perfil do tipo “spandrel”, como apresentado no item 2.4. As análises foram realizadas considerando os serviços de escavação executados em 4 etapas, como exposto a seguir.

O método consiste em, inicialmente, obter-se os volumes das massas de solo deslocados pelo movimento lateral da estrutura de contenção. Os resultados obtidos a partir das análises numéricas efetuadas são apresentados na Tabela 4-17.

Procede-se a determinação da zona de influência dos recalques “D” e do recalque máximo (δ_{vm}) que ocorre junto à estrutura de contenção, característica compatível com o perfil de recalques do tipo spandrel. A Tabela 4-18 reúne tais valores para cada fase de

escavação. Os cálculos são apresentados para a etapa 4, correspondendo a profundidade escavada de 4,5 m.

Tabela 4-17: Valores estimados do volume da deformada - Vs.

	Profundidade (m)	δ_H (m)	Área (m ²)	Volume Vs (m ³ /m)
Fase 1	1	0,000293	0,000147	0,000147
Fase 2	2	0,002	0,002	0,002
Fase 3	3	0,00753	0,011295	0,011295
Fase 4	4,5	0,0278	0,06255	0,06255

$$D = (H + H_d) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (92)$$

Onde: H é a profundidade da escavação em cada etapa.

$H_d = B = 10\text{m}$ (largura da escavação no trecho considerado)

ϕ é o ângulo de atrito interno do solo, aqui tomado como uma média dos valores estabelecidos para as diversas camadas, $\phi=27^\circ$

$$\delta_{vm} = \frac{4 \cdot V_s}{D} \quad (93)$$

$$D = (4,5 + 10) \cdot \tan\left(45 - \frac{27}{2}\right) = 14,5 \cdot \tan(31,5) = 8,89\text{m} \quad (\text{Fase 4})$$

$$\delta_{vm} = \frac{4 \times 0,06255}{8,89} = 0,0282\text{m} \quad (\text{Fase 4})$$

Tabela 4-18: Valores da zona de influência e recalques máximos para o perfil tipo Spandrel.

	H (m)	D (m)	δ_{vm} (m)
Fase 1	1	6,74	0,0001
Fase 2	2	7,35	0,0011
Fase 3	3	7,97	0,0057
Fase 4	4,5	8,89	0,0282

Assim, é possível obter o perfil de recalques verticais através da expressão (94), considerando tal distribuição como uma curva parabólica. Nesta expressão $x=D-d$, em

que d é a distância em relação à face da escavação em que se deseja estimar o deslocamento (distância da escavação na Figura 4-24).

A Figura 4-24 apresenta a distribuição de recalques para as diversas fases consideradas.

$$\delta_v = \delta_{vm} \cdot \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (94)$$

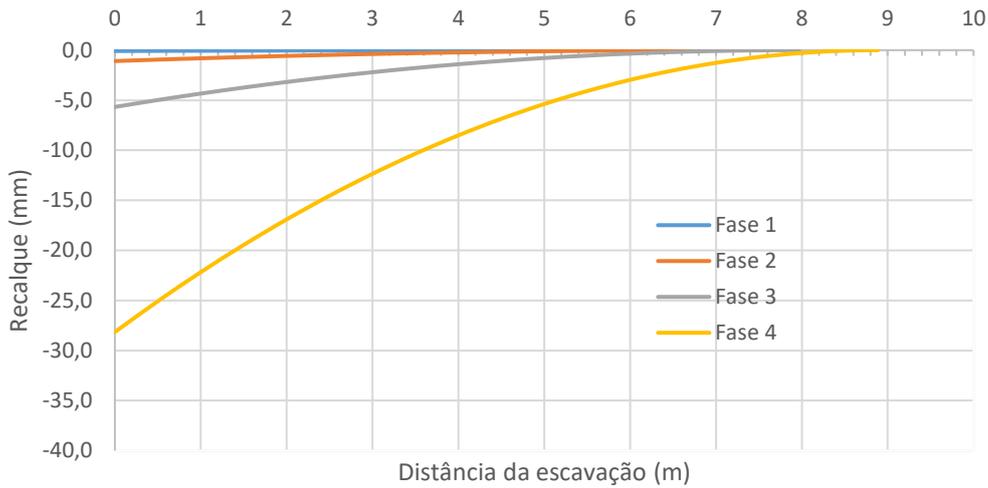


Figura 4-24: Distribuição de recalques na superfície - Método de BOWLES (1988).

4.2.2 Método de CLOUGH E O'ROURKE (1990)

Como descrito no item 2.4 o método de CLOUGH E O'ROURKE é um método gráfico. A Figura 4-25 apresenta o método proposto por CLOUGH E O'ROURKE (1990) para solos arenosos. Sendo H a profundidade escavada.

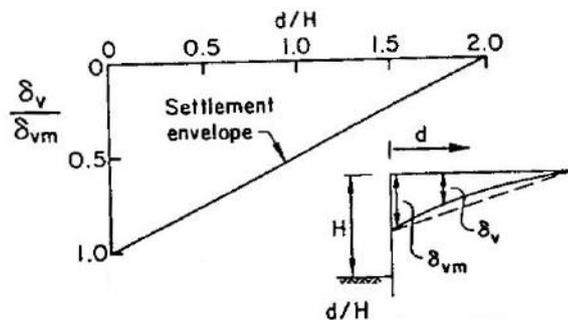


Figura 4-25: Método de Clough e O'ROURKE (1990) para estimativa da distribuição de recalques na superfície para solos com estratigrafia arenosa (CLOUGH E O'ROURKE, 1990).

Para a aplicação do método é necessário conhecer previamente os valores obtidos para os recalques máximos, e, assim, é possível traçar sua distribuição. Foram tomados como referências os valores de recalque máximos obtidos segundo o método de BOWLES (1988), sendo estes, localizados junto à estrutura de contenção, como proposto para um perfil do tipo spandrel.

A Figura 4-26 apresenta as curvas obtidas para cada etapa de escavação segundo o método de CLOUGH E O’ROURKE.

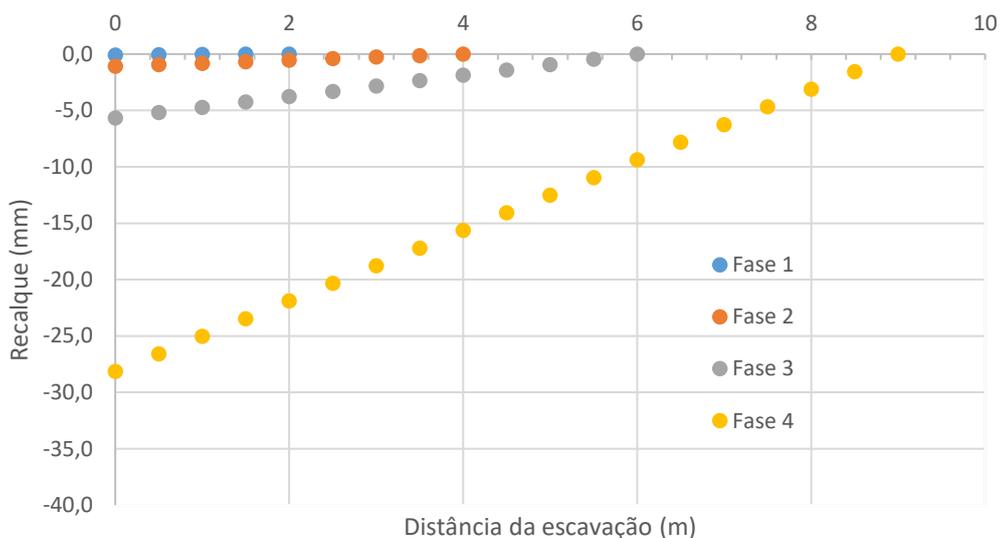


Figura 4-26: Distribuição de recalques na superfície – CLOUGH E O’ROURKE (1988).

4.2.3 Método de HSIEH E OU (1998)

O método de HSIEH E OU (1998) consiste inicialmente em determinar os deslocamentos horizontais máximos de cada etapa considerada, sendo adotados nestas análises os valores obtidos das análises numéricas anteriormente apresentadas. Na sequência, é feita uma comparação entre a área produzida pelos deslocamentos horizontais nas fases iniciais (A_s), quando as escavações se processam com a estrutura em balanço e a área produzida pelos deslocamentos horizontais em fases finais de escavação, quando os pontos de apoio (escoras ou tirantes) já exercem seus devidos efeitos, ocasionando um maior deslocamento horizontal em profundidade.

Segundo HSIEH E OU (1990), a definição do tipo de perfil de recalque na superfície (côncavo ou “Spandrel”) segue o seguinte critério:

$$A_s \geq 1,6 A_c \rightarrow \text{Perfil do tipo côncavo}$$

$A_s < 1,6 A_c \rightarrow$ Perfil do tipo “Spandrel”

Sendo A_c a área obtida do perfil de deslocamentos horizontais (Figura 4-27).

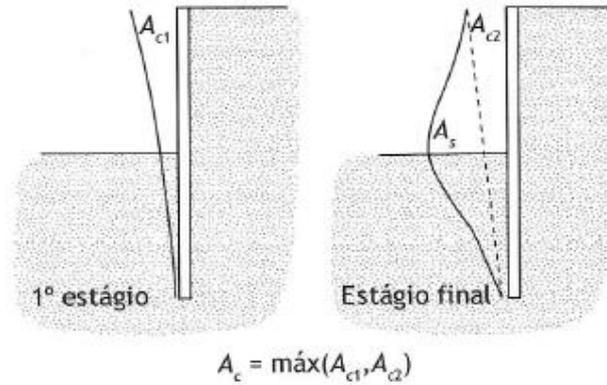


Figura 4-27: Áreas de deslocamentos em balanço e em profundidade (HSIEH E OU ,1998 apud GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO) – Reproduzida do capítulo 2.

No caso aqui analisado, como as escavações foram processadas com a estrutura em balanço, a distribuição de recalque na superfície foi considerada do tipo “spandrel”.

Procede-se então, segundo os autores, a determinação do máximo deslocamento vertical, obtido através do gráfico apresentado na Figura 4-28, reproduzido da Figura 2-51, considerando as retas correspondentes a $\delta_{vm} = \delta_{hm}$, $\delta_{vm} = 0,75\delta_{hm}$, $\delta_{vm} = 0,5\delta_{hm}$. Assim, foram obtidos os valores apresentados na Tabela 4-19. O Anexo H apresenta estudo comparativo entre as relações propostas por HSIEH E OU (1998) e os resultados da análises numéricas.

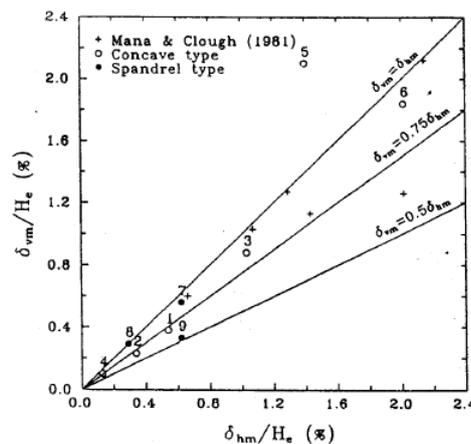


Figura 4-28: Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} (HSIEH E OU, 1998).

Tabela 4-19: Recalques máximos estimados para cada etapa.

	He(m)	δ_{Hm} (mm)	$\delta_{vm} = \delta_{hm}$ (mm)	$\delta_{vm} = 0,75\delta_{hm}$ (mm)	$\delta_{vm} = 0,5\delta_{hm}$ (mm)
Fase 1	1	0,29	0,29	0,22	0,15
Fase 2	2	2	2	1,5	1
Fase 3	3	7,53	7,53	5,65	3,77
Fase 4	4,5	27,8	27,8	20,85	13,9

Com base na Figura 2-48 obtêm-se os recalques com a variação da distância “d” da parede. As distribuições de recalques para cada fase são apresentadas nas Figuras 4-29 a 4-32, para $d/He \leq 2$.

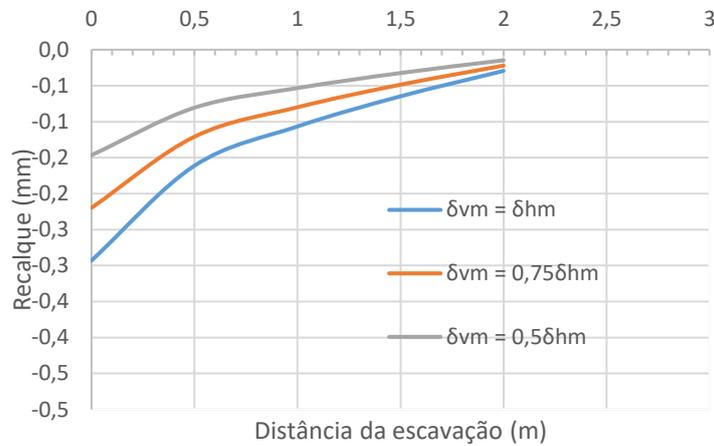


Figura 4-29: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 1.

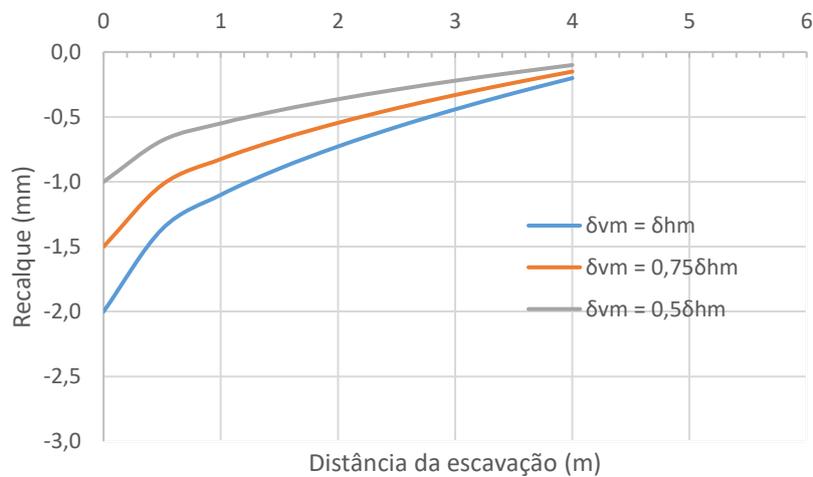


Figura 4-30: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 2.

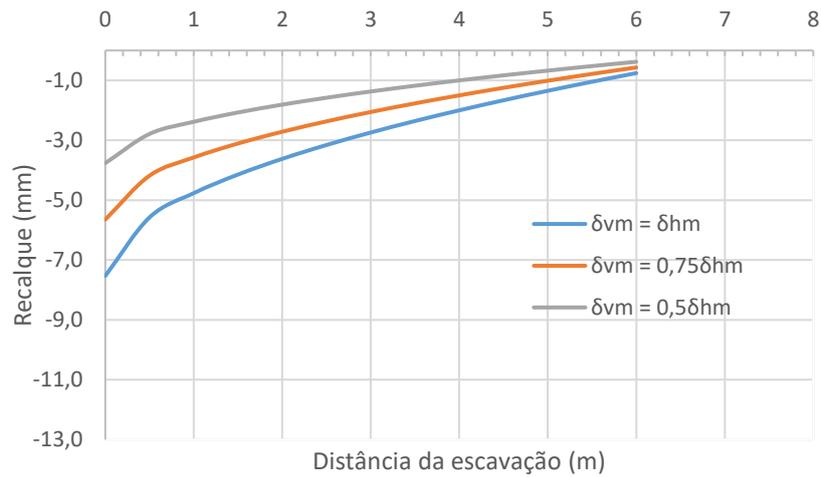


Figura 4-31: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 3.

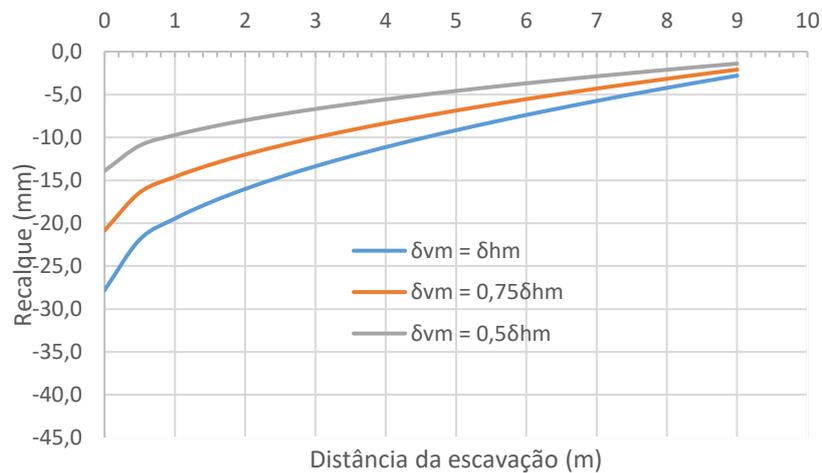


Figura 4-32: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo spandrel - Fase 4.

Ainda que, devido às características da escavação, os autores recomendem o perfil de deslocamento do tipo “Spandrel”, foram realizadas as estimativas dos recalques superficiais também para o perfil côncavo, como segue abaixo nas Figuras 4-33 a 4-36.

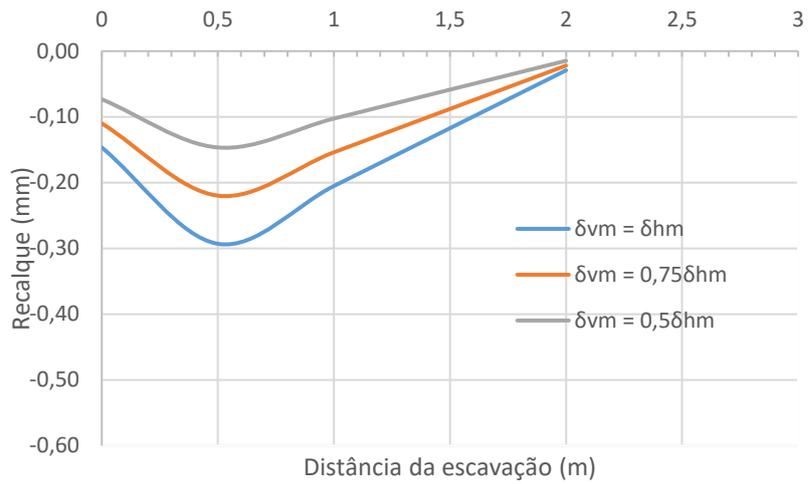


Figura 4-33: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 1.

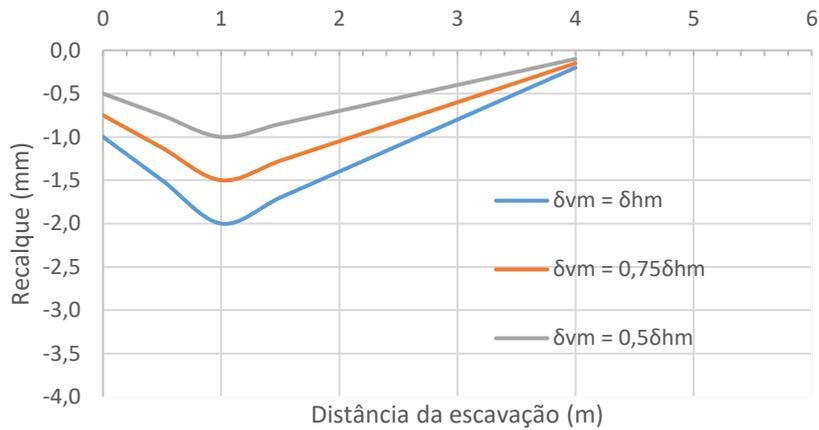


Figura 4-34: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 2.

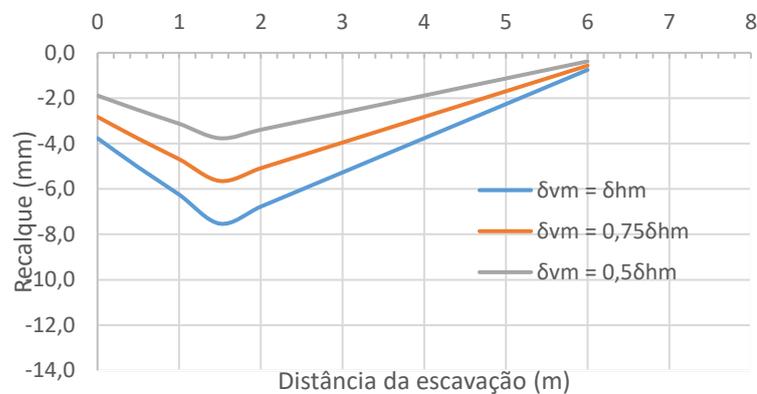


Figura 4-35: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 3.

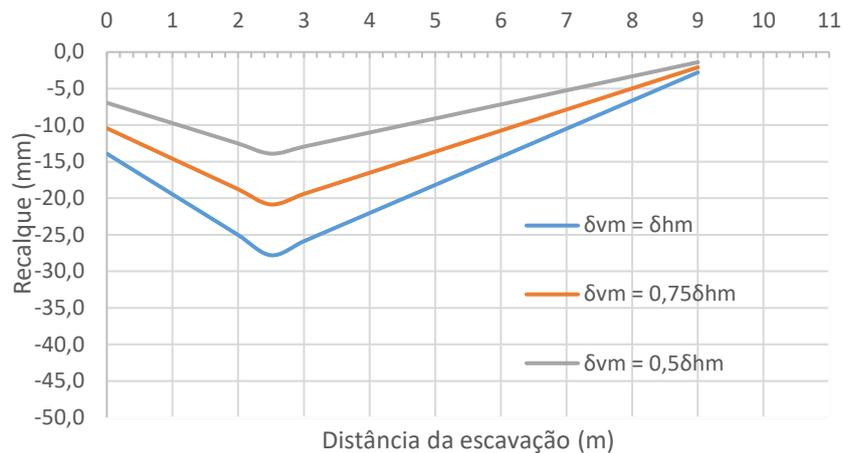


Figura 4-36: Distribuição de recalques pelo método de HSIEH E OU (1998) para perfil do tipo côncavo - Fase 4.

4.2.4 Método numérico (Plaxis)

Este item destina-se a apresentação da distribuição dos recalques superficiais na proximidade da área escavada baseada nas análises numéricas realizadas com o Plaxis 2D. Serão apresentados os resultados obtidos para as quatro etapas de escavação consideradas anteriormente nos métodos analíticos, também para a seção S-01.

A Figura 4-37 apresenta a distribuição de recalques na superfície do terreno na proximidade da escavação obtida numericamente. Nota-se que, ao contrário dos métodos analíticos, o método numérico, para todas as fases de escavação, forneceu ponto de máximo recalque afastado da estrutura, o oposto ao proposto pelos autores dos métodos empíricos, que indicam que a distribuição de recalques mais provável para uma contenção em balanço é a do tipo “spandrel”, na qual o máximo deslocamento acontece junto à estrutura de contenção.

Nota-se pela Figura 4-37 que à medida que as escavações avançam, os recalques na vizinhança se tornam mais pronunciados, o que vai de encontro ao proposto por BOWLES (1988), que alega que os recalques no entorno de uma escavação estão diretamente ligados ao deslocamento horizontal da parede. Assim, é esperado que com o avanço das escavações o valor do recalque nas áreas adjacentes aumente, acompanhando o crescimento dos deslocamentos horizontais da contenção. Outro fator importante no acréscimo dos recalques, principalmente na transição entre as fases 3 e 4, é o

rebaixamento do lençol freático, que evidencia ainda mais o recalque na quarta fase de escavação.

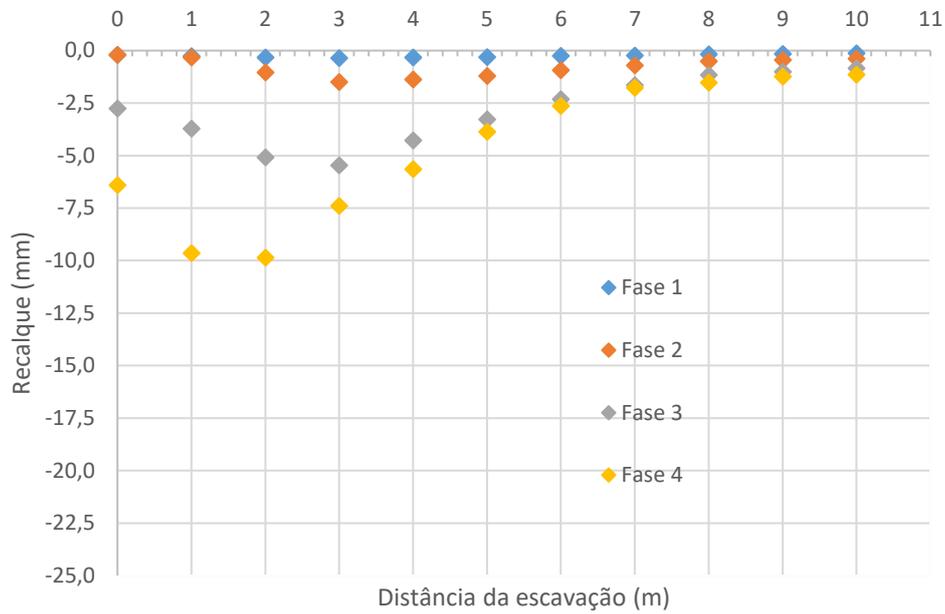


Figura 4-37: Distribuição dos recalques na superfície do terreno - Plaxis 2D.

4.2.5 Comparação entre os métodos numéricos e analíticos.

Este item dedica-se à comparação entre a distribuição de recalques baseadas nos métodos analíticos e numérico. Na Figura 4-38 são apresentados os perfis de distribuição de recalques para a fase 4, considerado apenas a zona de influência primária.

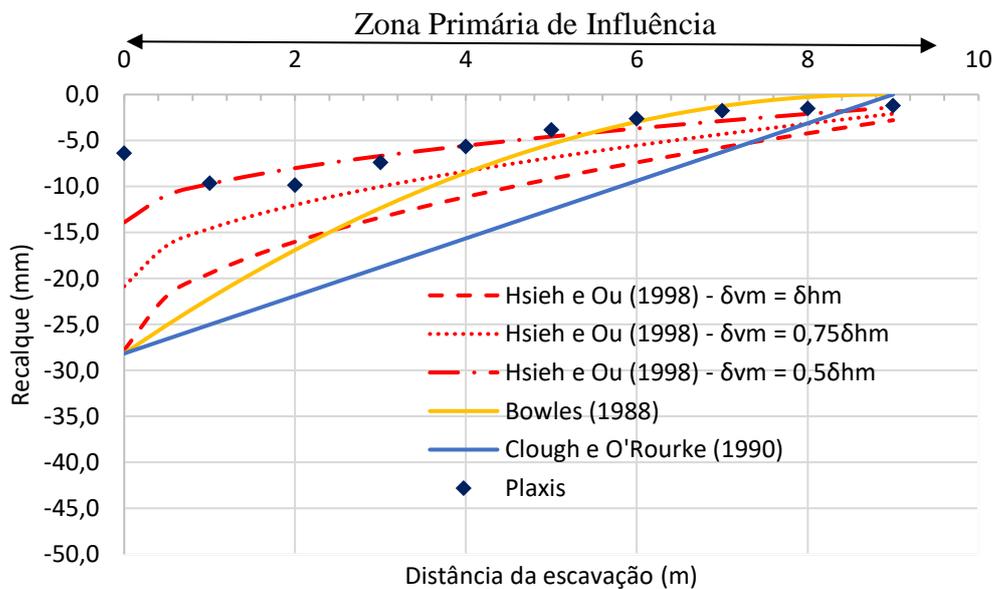


Figura 4-38: Recalques - Comparação entre os métodos - Fase 4.

Primeiramente pode ser observado que, em geral, os métodos utilizados forneceram distribuições de recalques bem distintas entre si. Quanto ao valor do recalque máximo, o método numérico se mostrou divergente dos demais quanto à sua localização, apresentando-o afastado da estrutura de contenção, o que não está em alinhamento com o proposto pelos métodos analíticos, que consideram, para estrutura em balanço, que as maiores deformações superficiais ocorrem junto à cortina de contenção.

Ainda que ligeiramente distintos, de modo geral, todos os métodos apresentaram recalques pequenos (considerando-se o uso da área) no limite da zona de influência primária, definida por HSIEH E OU (1998) como sendo a zona em que são significantes os efeitos causados pelos recalques na superfície devido a escavação. Observando-se a última fase de escavação, verifica-se que o método numérico forneceu distribuição de recalques semelhante à prevista pelo método de HSIEH E OU (1998) com $\delta_{vm} = 0,5\delta_{hm}$, exceto pela localização do máximo recalque.

Um aspecto importante a ser avaliado em relação ao método numérico, é a consideração da interação do solo com a cortina através do parâmetro R_{inter} . É esperado que tal parâmetro, o qual regula a intensidade do atrito entre o maciço e a estrutura de contenção, tenha influência direta na localização do ponto de recalque máximo. De forma a avaliar tal aspecto, foi variado o valor de R_{inter} no modelo numérico, tendo sido obtidas as distribuições de recalques apresentadas na Figura 4-39.

É possível verificar a partir dos resultados obtidos que a interação do solo com o anteparo de contenção influencia diretamente a posição de ocorrência do valor máximo do recalque no método numérico, distanciando-o ou não da face da escavação conforme é variado o parâmetro R_{inter} . É observado que para $R_{inter}=0,2$, equivalente à condição de pouco atrito entre a estrutura de contenção e o solo, o perfil de deslocamentos apresentou distribuição com o valor máximo junto à parede de contenção, o que vai de encontro ao proposto nos métodos analíticos para o perfil de recalque do tipo Spandrel. A medida que tal parâmetro (R_{inter}) aumenta, o deslocamento máximo translada para pontos mais afastados da face da escavação, alterando o tipo de perfil de recalque para o tipo côncavo.

Para uma melhor avaliação dos resultados seria necessária a medição dos recalques ocorridos em campo. Apesar disto, nota-se que métodos empíricos se mostram adequados a estudos preliminares em situação de projeto, proporcionando valores de recalques mais conservativos. Ressalta-se aqui a importância da realização de instrumentação de

escavações, de modo que se possa verificar o desempenho das mesmas com base na comparação entre os valores previstos e medidos. Deste modo seria possível aumentar o banco de dados de informações relacionadas às escavações e obter conclusões acuradas dos aspectos que envolvem tal problema.

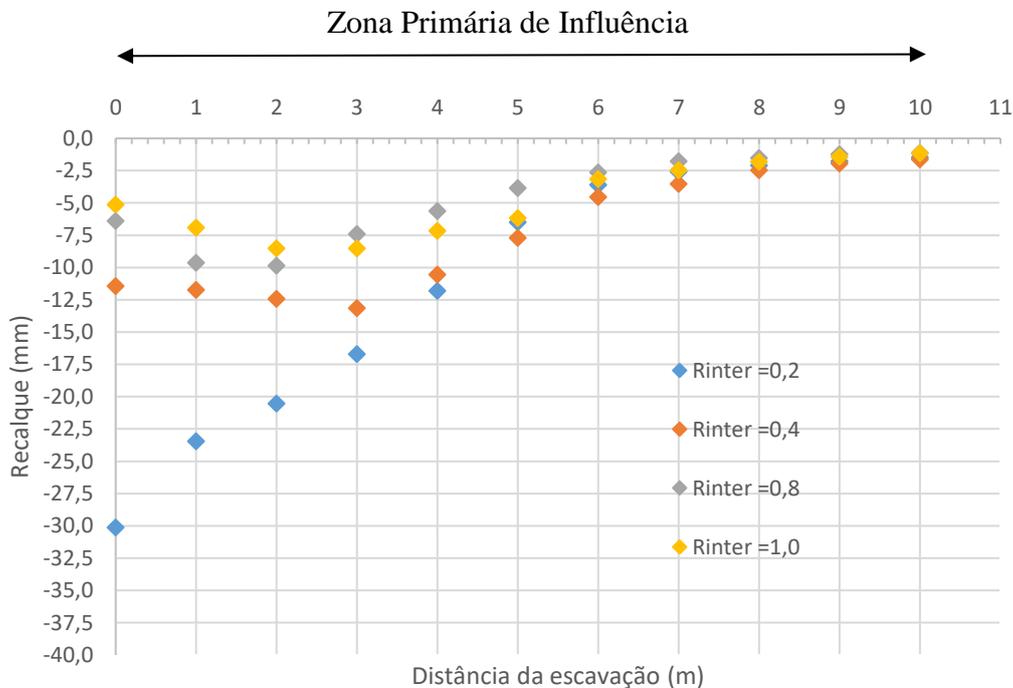


Figura 4-39: Recalques – Influência da variação do parâmetro R_{inter} no modelo numérico - Fase 4.

A modelagem computacional (Plaxis 2D) apresentou divergência com as análises analíticas principalmente no que concerne à hipótese da ocorrência de um perfil de recalque com máximo junto a cortina (perfil Spandrel) para escavações em balanço, como admitidas nos métodos analíticos. A diminuição do parâmetro R_{inter} a níveis tão pequenos, como realizado para $R_{inter}=0,2$, não está de acordo com o esperado para a interação solo-muro, na qual presume-se haver uma maior interação entre os dois materiais, visto que a face de concreto da cortina de estacas secantes pode ser considerada uma superfície bastante rugosa.

4.2.6 Caso de obra frente aos recalques na vizinhança.

De forma a contextualizar o caso de obra apresentado no âmbito das análises dos efeitos de escavação nas áreas adjacentes, será realizado neste item, estudo da influência da proximidade de uma edificação à face da cortina. Será avaliada, segundo teorias

previamente discutidas, a possibilidade de ocorrência de danos causados pelos recalques diferenciais e distorções angulares originadas pelas deformações no terreno decorrentes dos serviços de escavação.

As escavações da obra estudada na presente pesquisa se processam em região com poucas edificações marginais. Contudo, há a presença de um edifício de aproximadamente quatro pavimentos próximo à área delimitada para a construção do subsolo estudado. O autor não obteve informações concretas sobre tal edificação, portanto, será admitido um valor fixo para o vão médio entre pilares, comumente utilizado em estruturas simples de concreto armado, variando-se, somente, a proximidade em relação à face da escavação. Serão avaliadas as distorções angulares obtidas com base em cada método, objetivando destacar os que proporcionaram as maiores distorções angulares. É válido ressaltar que o estudo aqui realizado tem como finalidade apenas contextualizar a estimativa de recalques na superfície do terreno com a análise de uma edificação hipotética presente nos arredores da escavação.

Para o estudo foi admitido um vão médio entre pilares de 4,0 m. O valor da distância até a face da escavação foi variado em intervalos de 1,0m partindo-se de uma distância de 1,0 m da face da escavação. As sapatas hipotéticas foram consideradas influenciadas diretamente pelo recalque obtido para a superfície, tendo em vista que para elementos de fundações embutidos no terreno, a influência dos recalques se torna menos pronunciada. A Figura 4-40 apresenta os resultados obtidos, em termos de distorção angular (β), referentes a cada método utilizado na previsão dos recalques nas áreas próximas a escavação.

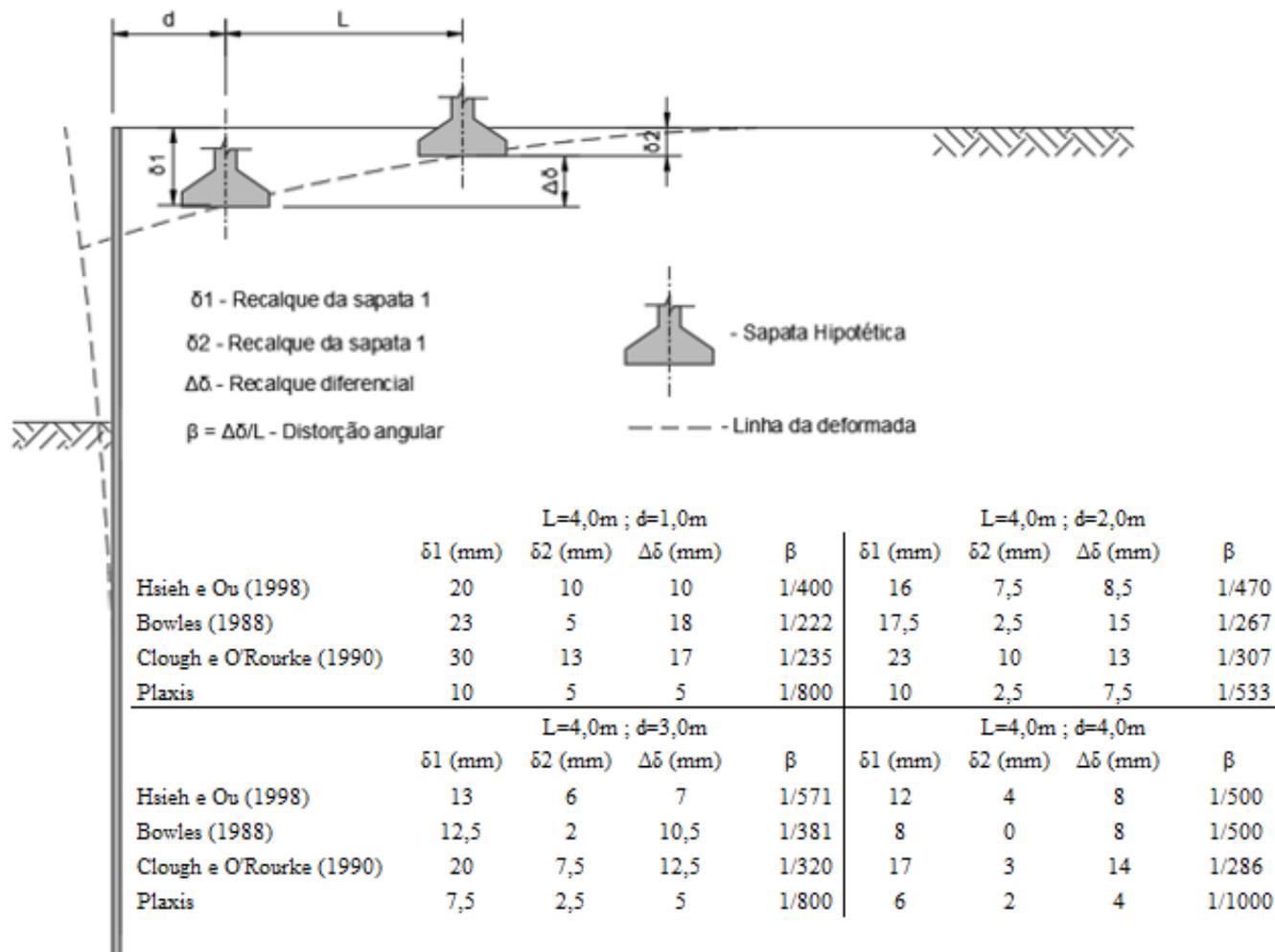


Figura 4-40: Distorção angular para diferentes distâncias à face da escavação (d).

Na Figura 4-40 pode ser observado que o método que forneceu a maior distorção angular (β) foi o método de BOWLES (1988), referente a distância de $d=1,0m$, apresentando valor próximo do qual, segundo a Figura 4-41, reproduzida da Figura 2-53, indicaria como condição possível de ocorrência de fissuras na estrutura e inclinações notáveis, o que demandaria um reforço estrutural.

Os métodos de HSIEH E OU (1998) e o método numérico, cujas análises foram efetuadas através do “software” Plaxis 2D, apresentaram distorções angulares mais baixas, indicando classificação, segundo a escala apresentada na Figura 4-41, de distorções angulares dentro do limite considerado adequado para edifícios que não admitam quaisquer fissuras.

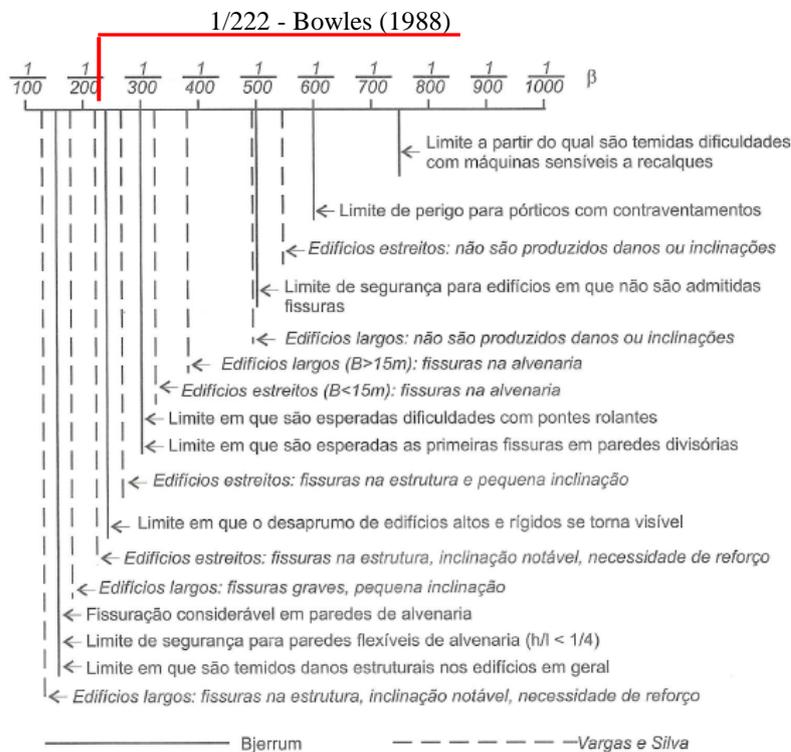


Figura 4-41: Distorções angulares associadas aos danos causados (Reproduzido da Figura 2-53)

A falta de dados da estrutura existente no local torna difícil a avaliação de possíveis danos que possam ter sido causados durante o processo de escavação. Contudo, durante os serviços de escavação da obra em questão, não foi relatado qualquer dano a estruturas vizinhas, as quais, inclusive, encontram-se afastadas da escavação.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

5.1 Considerações finais.

A Dissertação teve como objetivo abordar os principais aspectos de análises de estruturas de contenção em balanço. Foco foi dado às particularidades do processo executivo de cortinas de contenção realizadas em estacas secantes. Foi elaborada revisão bibliográfica reunindo os principais pontos que envolvem o estudo de escavações verticais, muito realizadas em meio urbano, onde a limitação de espaço impede a realização de escavações taludadas. Foram apresentados métodos analíticos e numéricos comumente utilizados para o estudo de escavações. Os resultados das análises numéricas e os dados obtidos de instrumentações realizadas em uma obra real possibilitaram a avaliação do desempenho da estrutura a partir da comparação entre os resultados obtidos numericamente e os dados da instrumentação de campo.

Para o estudo, foi apresentado um caso de obra de subsolo de uma edificação, no qual foram utilizadas estacas secantes para conter o maciço de solo e assim possibilitar os serviços de escavação. As escavações tiveram as profundidades finais variando entre 4,5 e 5,5 m, sendo estas profundidades compatíveis com a realização de estruturas de contenção em balanço. A obra foi instrumentada através da instalação de tubos guia de inclinômetros ao longo de determinadas estacas. Foi possível, então, a obtenção de perfis de deslocamentos horizontais e, assim, o monitoramento da movimentação horizontal da cortina à medida que as escavações se processavam.

Foram apresentadas as principais características da ferramenta computacional utilizada para o realização das análises numéricas (Plaxis 2D), apresentando a contribuição de alguns autores acerca de aspectos de modelagens numéricas. Por se tratar de um ambiente de modelagem em duas dimensões foi considerado que, nas análises numéricas, as seções trabalhassem na condição de estado plano de deformações. Para o estudo geotécnico da estratigrafia local e para a calibração do modelo numérico, foram utilizadas correlações, disponíveis na literatura técnica, com sondagens SPT realizadas ao longo de toda a obra. Apesar de sua limitação para um adequado estudo das diferentes camadas do solo, as correlações baseadas nos ensaios SPT são muito utilizadas na prática de projeto para a obtenção, mesmo que preliminarmente, dos parâmetros dos solos.

Com base nos dados obtidos das instrumentações, foram examinados diversos trechos da cortina, objetivando-se o completo estudo dos horizontes geotécnicos e a comparação com a proposta de OU et al (1996). O autor citado realizou uma série de estudos em que foram comparadas modelagens tridimensionais e bidimensionais, obtendo-se uma relação denominada “PSR” (Plane Strain Ratio), a qual relaciona resultados de modelagens tridimensionais com modelos numéricos em 2D para o caso de estado plano de deformações.

Foi realizada ainda, a avaliação dos recalques na área adjacente a escavação, objetivando-se, primeiramente, verificar a convergência dos resultados obtidos a partir de diferentes abordagens: métodos empíricos disponíveis na literatura técnica e modelos numéricos. Adicionalmente, com base nas análises de distribuição de recalques realizadas para o caso estudado, foram investigados quais efeitos tais recalques poderiam originar em edificação hipotética vizinha à escavação, avaliando-se as distorções angulares para os dados admitidos.

5.2 Principais conclusões

Foi possível notar pelos resultados obtidos, que as análises numéricas bidimensionais mais se aproximaram das medições de campo para as seções que possuíam condições de contorno mais adequadas à hipótese de estado plano de deformações (seções S-01 e S-04). Ou seja, as seções que se localizam em trechos retilíneos longos e afastadas dos cantos da área escavada com estrutura de contenção em balanço (Tabela 4-1 e 4-14). Estas seções de análise forneceram deslocamentos horizontais (PLAXIS 2D) próximos aos medidos em campo. Para as seções que se afastaram dessa hipótese, a modelagem numérica bidimensional proporcionou resultados de deslocamentos horizontais muito maiores do que os dados de instrumentação obtidos em campo (seções S-02, S-03 e S-07). No entanto, ao se utilizar a abordagem proposta por Ou et al (1996), a concordância entre os valores previstos e os medidos em campo foi, em geral, significativamente melhor, conforme apresentado nas Tabelas 4-2 e 4-14. É possível verificar que as diferenças encontradas entre os valores medidos em campo e os estimados numericamente foram em média 25% para o modelo HS e 30% para o modelo MC, considerando as análises das seções estudadas.

No que concerne à modelagem numérica bidimensional, foram comparados os modelos de Mohr-Coulomb e Hardening Soil. O primeiro, apresentando deslocamentos e momentos fletores máximos ligeiramente menores que os obtidos do modelo Hardening Soil (Tabela 4-2). Este resultado é derivado da característica do modelo MC de considerar o módulo de elasticidade constante até a ruptura (modelo elástico perfeitamente plástico). Assim, com a utilização do mesmo módulo de elasticidade tanto para o modelo MC quanto para o HS (E_{50}), o solo representado pelo modelo MC se tornou mais rígido, proporcionando valores de deslocamentos horizontais e momentos fletores menores que o modelo HS, que considera a variação do módulo de elasticidade com o nível de tensão nas camadas do terreno.

A verificação do comprimento de embutimento necessário de cada seção da cortina foi analisada com base no método convencional. Este forneceu valores de fichas compatíveis com os adotados em projeto (Tabela 4-16). Foi constatado que as seções com profundidades escavadas de 5,5 m nortearam o dimensionamento geotécnico do projeto, visto que seus valores de ficha foram muito próximos aos obtidos analiticamente. Foi observado, também, que nas seções em que a ficha necessária calculada foi aproximadamente igual à adotada em projeto, o fator de segurança global se configurou reduzido, porém, sempre maior que a 1. O contrário ocorreu nas seções com ficha necessária inferior à adotada. Nestas seções, o fator de segurança global se mostrou mais alto, indicando assim uma relação direta da ficha com o fator de segurança global da escavação. Apesar das análises indicarem baixos valores de fator de segurança, não foram relatados problemas executivos durante a obra, e, ainda, a estrutura se comportou em balanço apenas nas fases executivas, sendo posteriormente travada pelas lajes da superestrutura.

Os momentos fletores obtidos das verificações analíticas se mostraram, em geral, superiores aos encontrados nas análises numéricas (Tabela 4-16). Este fato pode ser justificado pela consideração, na modelagem computacional, do efeito do atrito da massa de solo com a estrutura, através do parâmetro R_{inter} . Pelos estudos expostos no texto, observou-se que quanto maior o atrito entre o solo e a cortina, menor será o momento fletor máximo. Outro motivo para esta diferença é a não consideração, nos métodos analíticos, dos parâmetros de rigidez da cortina, os quais são incorporados nas modelagens numéricas.

Observou-se pelas análises dos recalques na área adjacente a escavação, que a distribuição de recalques proveniente do modelo computacional foi menos conservadora que as obtidas pelos métodos empíricos, que resultaram em recalques máximos com maior magnitude (Figura 4-38). Outra observação pôde ser feita com relação à forma do perfil de recalque. Segundo os métodos empíricos adotados, para contenções em balanço a forma do perfil de recalques é do tipo “Spandrel”, em que o máximo deslocamento ocorre junto à face da escavação. Esta forma não foi observada nos resultados numéricos, em que os máximos valores ocorreram a certa distância da estrutura de contenção. Este fato pode ser explicado pela interação solo-estrutura, em termos de atrito, controlada pelo parâmetro R_{inter} . Quando o valor de R_{inter} é admitido próximo de zero, ou seja, quando é diminuído o atrito entre o solo e a cortina de contenção, o perfil de recalque tende ao formato do tipo “Spandrel” (Figura 4-39).

Constatou-se, pelas análises dos limites de distorções angulares relacionados a determinados tipos de danos na estrutura (Figura 4-40), que as maiores distorções angulares não são oriundas, necessariamente, dos maiores recalques absolutos, e sim dos maiores recalques diferenciais relativos ao vão que os separam, gerando elevadas distorções angulares. Foi observado que quanto maior a inclinação da curva representativa da distribuição de recalques, maiores as distorções angulares obtidas. Neste caso, conseqüentemente, mais suscetível a danos a estrutura hipotética estaria.

Segundo os estudos realizados, o método de BOWLES (1988) forneceu os resultados mais desfavoráveis à estrutura hipotética admitida. Segundo tal método, para uma distância a face da escavação inferior a 2 m, a estrutura estaria suscetível a formação de fissuras que demandariam reforço estrutural. Já de acordo com o método de HSIEH E OU (1998) e com base nos resultados obtidos do Plaxis 2D, a estrutura hipotética não sofreria dano algum, estando no limite para o qual são dimensionadas estruturas que não admitem fissuras.

5.3 Sugestões para pesquisas futuras.

Como sugestões para pesquisas futuras podem ser destacados:

- 1) A análise dos valores dos deslocamentos horizontais, momentos fletores e fatores de segurança da cortina em um ambiente de modelagem tridimensional, podendo ser melhor avaliada a relação PSR.

- 2) Obter dados instrumentados de outras obras, podendo-se estender o banco de dados e melhorar a estimativa dos parâmetros geotécnicos, comparando-se resultados baseados na adoção de outras correlações com os obtidos nesta Dissertação.
- 3) Estudar os momentos fletores com base na deformada da estrutura através da aplicação de equações diferenciais, e assim compará-los com os obtidos das análises pelo método de elementos finitos.
- 4) Utilização de outra ferramenta numérica de análise e comparação dos resultados assim obtidos com os dados instrumentados e com os resultados oriundos do Plaxis 2D.
- 5) Obter dados instrumentados da distribuição de recalques na superfície de uma obra de escavação e compará-los aos obtidos com base nas análises numéricas e nas estimativas baseadas em métodos empíricos.
- 6) Avaliar a influência da espessura da cortina (rigidez da parede) nos empuxos ativos e passivos mobilizados, nos deslocamentos horizontais e recalques e nos momentos fletores estimados numericamente.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R., **Rebaixamento temporário de aquíferos**. 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

ABEF-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – **Manual de execução de fundações e geotecnia**, São Paulo: Pini, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR-8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, ABNT, 2008

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR-6122: Projeto e execução de fundações**., Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

BISHOP, A. W.; BJERRUM, K., **The relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems**, Boulder Conference, ASCE, Colorado, 437-499, 1960

BOWLES, J. E., **Foundation analysis and design**. 2ª ed. New York, McGraw-Hill, 1988.

BRINKGREVE, R.B.J.; KHOURY R. AL; BAKKER, H.J.; BONNIER, P.G.; BRAND, P.J.W.; BROERE, W.; BURD, H.J.; SOLTYS, G.; VERMEER, P.A.; HAAG, DOC DEN., **Finite Element Code Soil and Rock Analyses. Plaxis-2D user's Manual**, Versão 8, Rotterdam, Netherlands, 2002.

BJERRUM, L. Interaction between structure and soil.in: **European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 135-137, Wiesbaden: ECSMFE, 1963.

BUDHU, M., **Fundações e Estruturas de Contenção**. Tradução e revisão técnica de Luiz Antônio Vieira Carneiro e Maria Esther Soares Marques. 1ª ed., Rio de Janeiro; LTC, 2015.

BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. Settlement of buildings and associated damage. **State of the Art Report, in: Conf. On Settlement of Structures**, p. 611-654, London, 1974.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N., **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra: volume 2.** 7ª ed., Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CLOUGH, G.W., O'ROURKE, T. D., Construction Induced Movements of Insitu Walls, **Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures**, Ithaca, Nova York, pp. 439-470, 1990.

CASPE, M. S., Surface settlement adjacent to braced open cuts. **Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division.** ASCE, v.92, n. SM4, p. 51-59, 1960.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y., Nonlinear analysis of stress and strain in soil. **Journal of Soil Mech. And Foundation Division**, ASCE, p. 1629-1653, 1970.

EHRlich, M., **Um método de análise de escavações escoradas sujeitas a movimentação do fundo.** Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1987.

FLEURY, G. V.. **Material didático da disciplina Fundações.** Escola Politécnica UFRJ. Engenharia. 2012.

FREITAS, A. C.; PACHECO, M.; DANZIGER, B.R., Estimating Young Moduli in Sands from the Normalized N60 Blow Count, **Soil and Rocks An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 35, n° 1, pp.89-98, 2012

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R.. **Conteções teoria e aplicações em obra.** 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GOUW, T.L. Common mistakes on the application of plaxis 2D in an analyzing excavation problems. In: **International Journal of Applied Engineering Research**, Volume 9, pp 8291-8311, Jakarta, 2014.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G.Q.; CARVALO, CELSO S.; NIYAMA, SUSSUMU. **Fundações Teoria e Prática**, 2º ed, São Paulo, Brasil, Pini, 1998.

HSIEH, PIO-GO ; OU, CHANG-YO, Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation, **Canadian Geotechnical Journal**, vol 35, pp. 1004-1017, 1998.

JAKY, J., The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers**, v.7, p. 355-358, Budapest, 1944.

KULHAWY, F. W.; MAYNE, P. H., **Manual on estimating soil properties for foundation design.**, Nova York, 1990.

LEÃO, M. F. **Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico.** M.S.c, Dissertação, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

MAGALHÃES, P. H. L.. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga,** M.S.c. Dissertação, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2005.

MANA, A. I.; CLOUGH, G. W., Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. **Journal of Geotechnical Engineering Division-ASCE**, v.107, n. GT6, p. 759-777, 1981.

MEIRELES, A. B. ; MARTINS, J. G., **Execução de Cortinas de Estacas,** 2006

MILLIGAN, G. E., Soil Deformation Near Anchored Sheet Pile Walls, **Géotechnique**, v. 33, N° 1, p. 41-55, 1983.

MILITISKY, J., **Grandes escavações em perímetro urbano.** 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

NICHOLSON, D. P. The design and performance of the retaining wall at Newton Station, **Proceedings of Singapore Mass Rapid Transit Conference**, Singapore, pp147-153, 1987.

O'ROURKE, T. D. Ground movements caused by braced excavations. **Journal of the Geotechnical Engineering Division – ASCE**, v. 107, n. GT9, p. 1159-1178, 1981

OU CHANG-YU, **Deep Excavation, Theory, and Practice.** 1º ed, Taylor & Francis Group, London, UK, 2006.

OU, C. Y.; CHIOU, D. C.; WU, T. S., Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, v. 122, n°5, pp. 337-345, 1996.

OU, C.Y., HSIEH, P.G., CHIOU, D.C., Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation, **Canadian Geotechnical Journal**, vol 30, pp. 758-767, 1993.

PECK, R. B.; HANSON, W. F.; THORNBURN, T. H. **Foundation engineering**. 2° ed. New York: John Wiley & Sons, 1974.

PECK, R. B., Deep excavation and tunneling in soft ground. **In: Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, p. 255-281, Mexico City, 1969. PINTO, R. N. M. G., **Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-Apoiadas em Edifícios**; M.Sc. Dissertation, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

POTTS, D.M., Numerical analysis: a virtual dream or practical reality?, **Géotechnique** v. 53, n° 6, pp. 535-573, 2003.

POTTS, D. M.; ZDRACKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory**. Thomas Telford, London, 1999.

SANGLARD, L. N.; SANTOS, J. Ganhos de qualidade e produtividade através do uso de estacas secantes em contenções. **Prêmio OAS/Universidades. Inovação, Produtividade e Empreendedorismo na Engenharia Civil**. 1° ed. pp. 373-392, 2014.

SANGLARD, L. N., **Ganhos de Qualidade e Produtividade Através do Uso de Estacas Secantes em Contenções**. Monografia (Graduação), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

SANTOS, M. D. **Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas** M.S.c Dissertação, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

SANTOS, K. R. M.. **Contenções em cortinas com ficha descontínua: um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto**. M.S.c Dissertação, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2016

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E., **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H., Allowable settlement of buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. v.5 p.727-784, London, 1956.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE, São Paulo, Vol. 1, p.33-50, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MERSRI, G., **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3ª ed., John Wiley & Sons, 1996.

VARGAS, M.; SILVA, F. R., O problema de fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e SANTOS. **In: Conferencia Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos**, Porto Alegre, 1973. Anais. Porto Alegre: Conferencia Regional Sul-Americana sobre Edifício Altos, 1973.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R., **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

7 SÍTIOS DA INTERNET

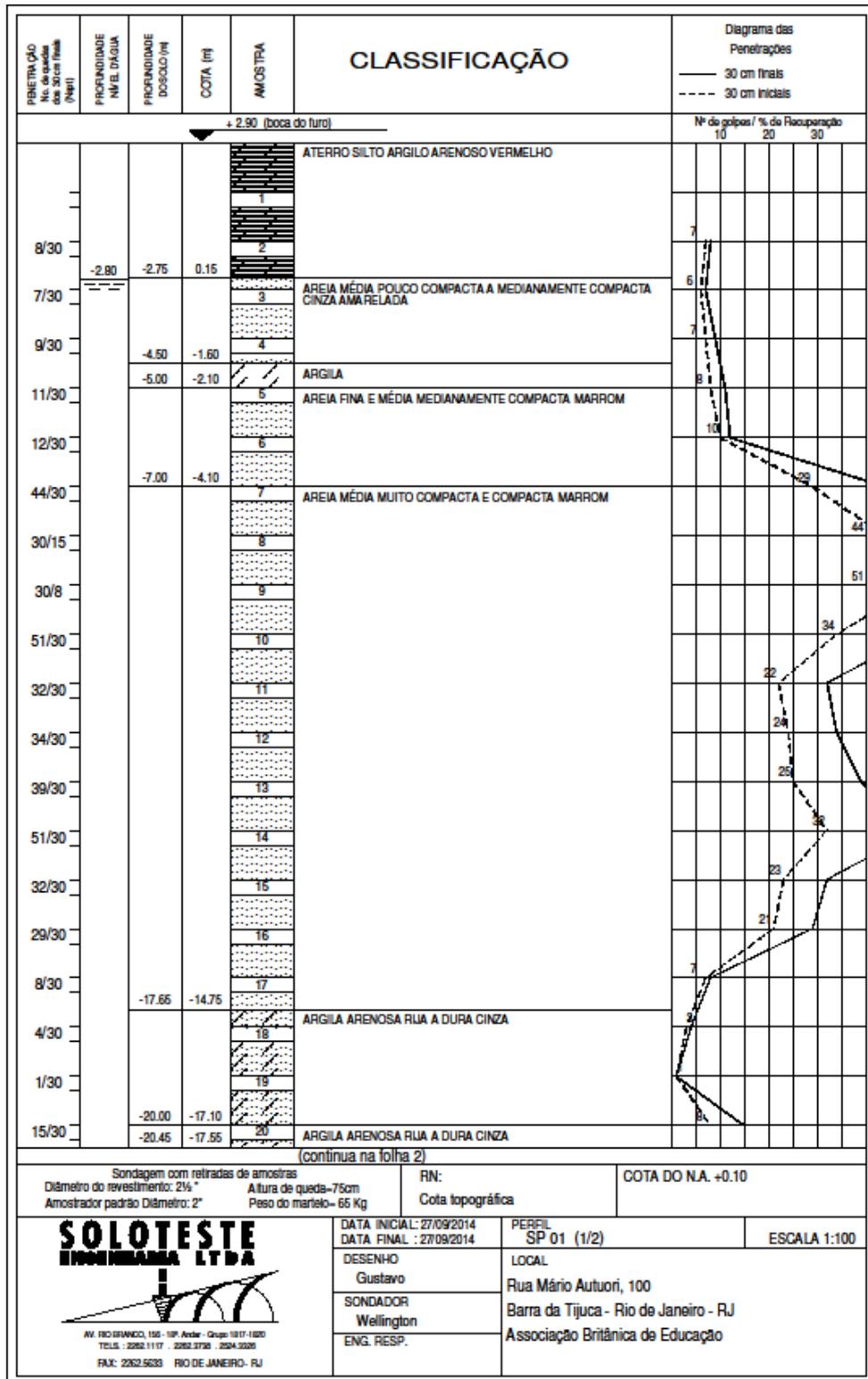
ARCO, PROJETO DESIGN, Ícone arquitetônico abriga caminhos para o desconhecido. Disponível em: <<https://www.arcoweb.com.br/projetodesign/arquitetura/santiago-calatrava-museu-rio-20-04-2011>>. Acesso em: 02 junho 2018.

EMPRESA INFRAESTRUTURA, **Palestra sobre as fundações e contenções do Museu do Amanhã**. Disponível em: <<http://infraestrutura.eng.br/fundacoes-e-contencoes-do-museu-do-amanha/>>. Acesso em: 02 junho 2018.

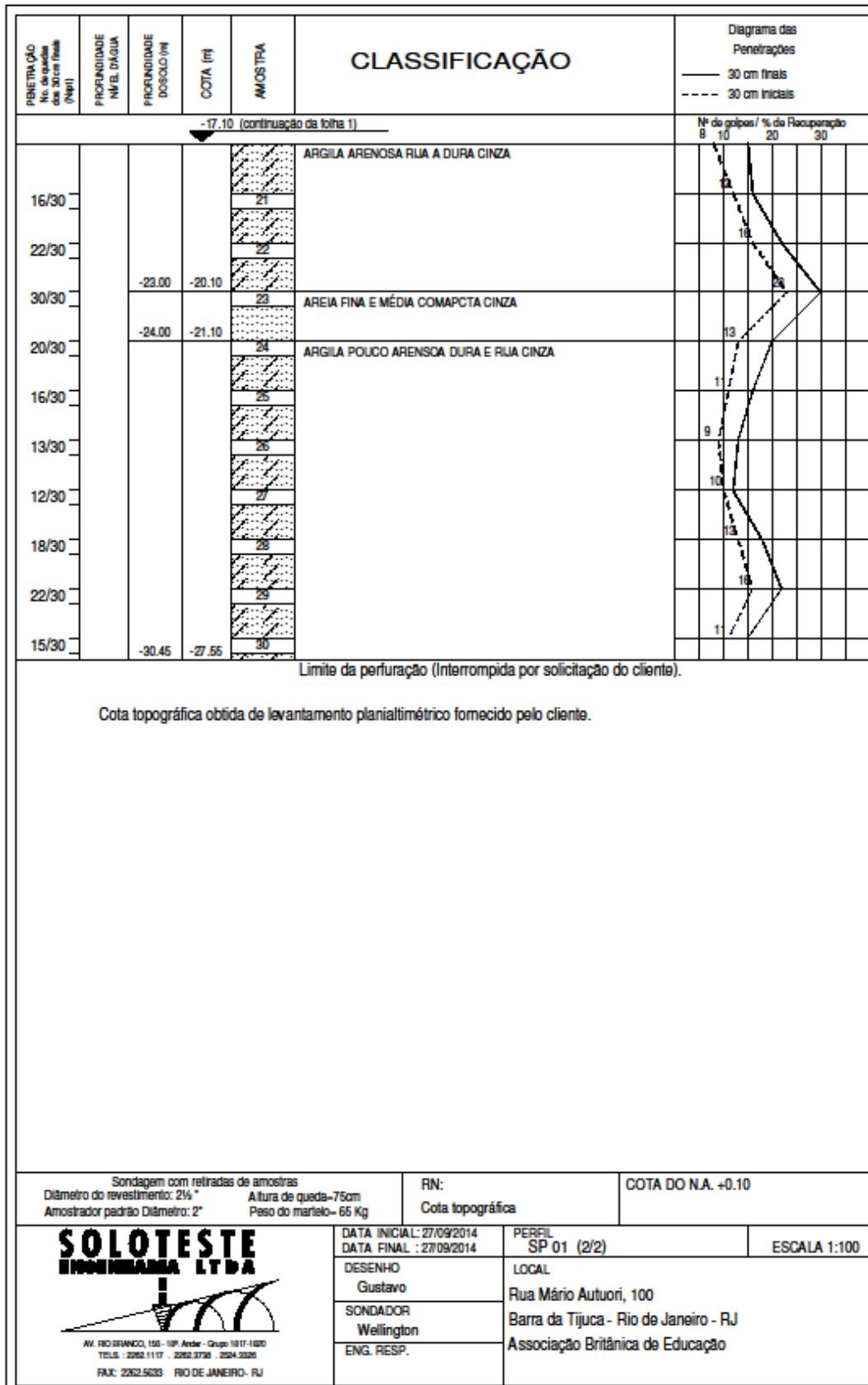
GERDAU, **Perfil Estrutural – Tabela de Bitolas**. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/produtos/catalogos-e-manuais#k=#s=41>>. Acesso em: 02 Junho 2018.

8 ANEXOS

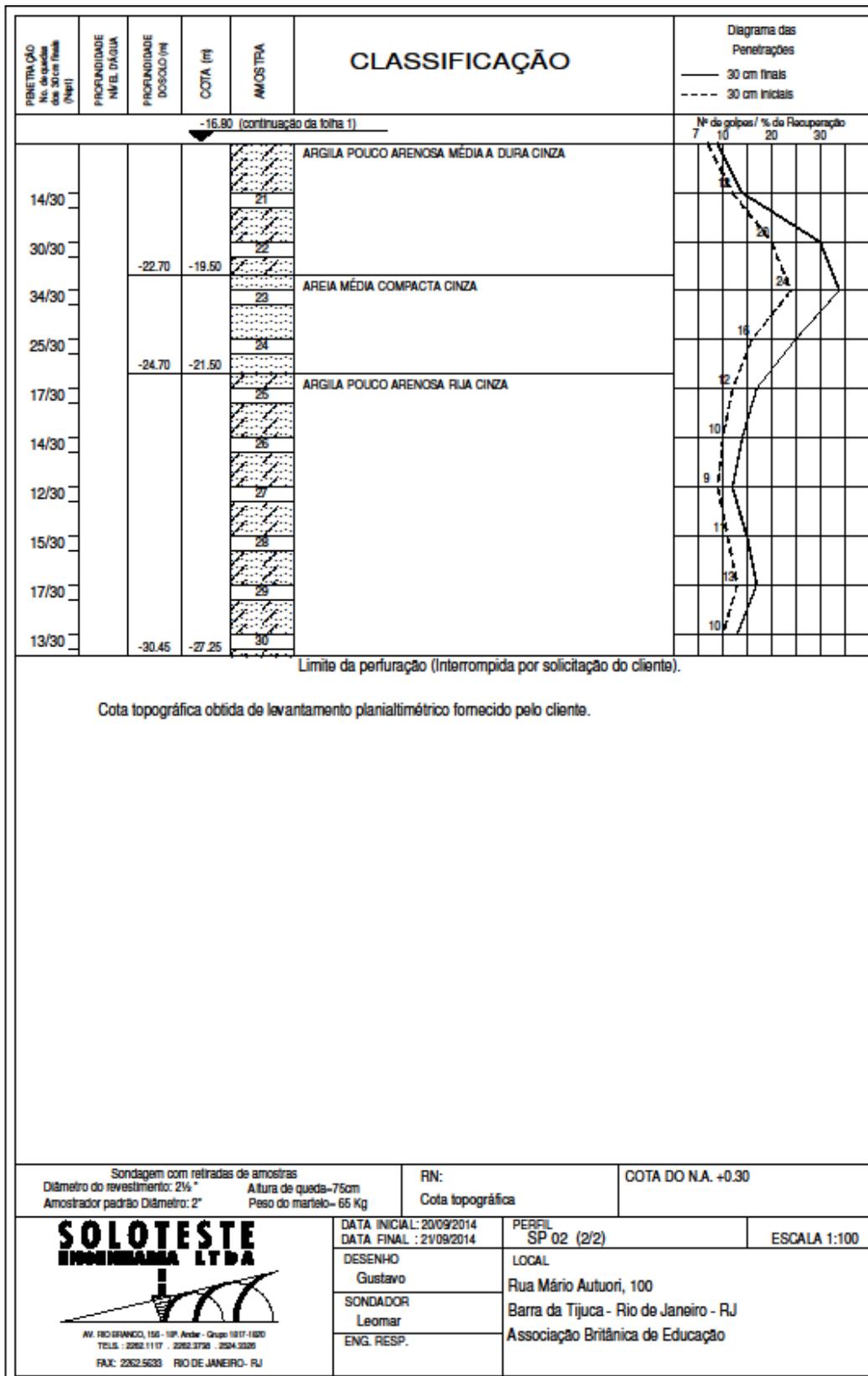
ANEXO A - Boletins de Sondagem.

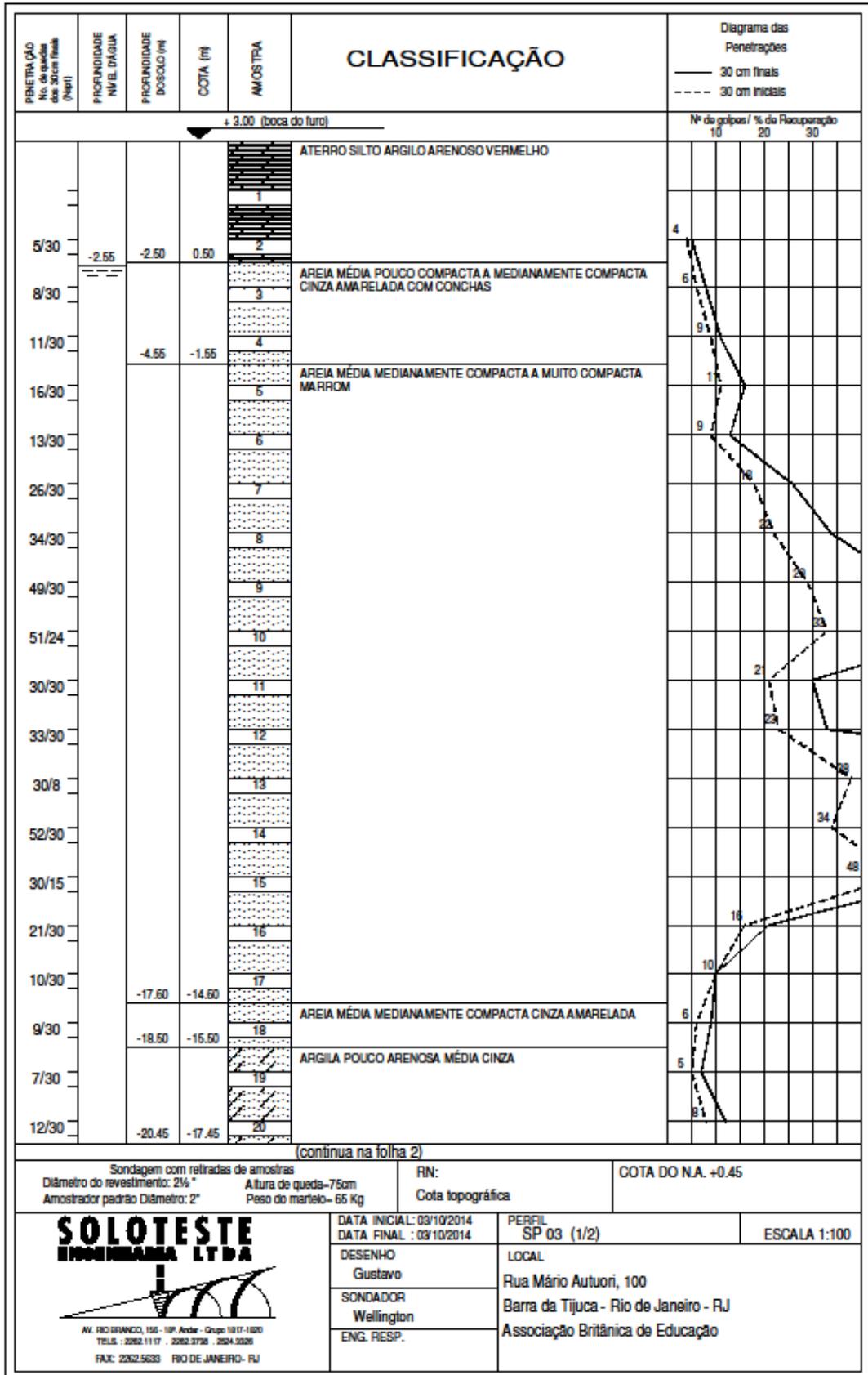


SP-01 – FOLHA 1/2

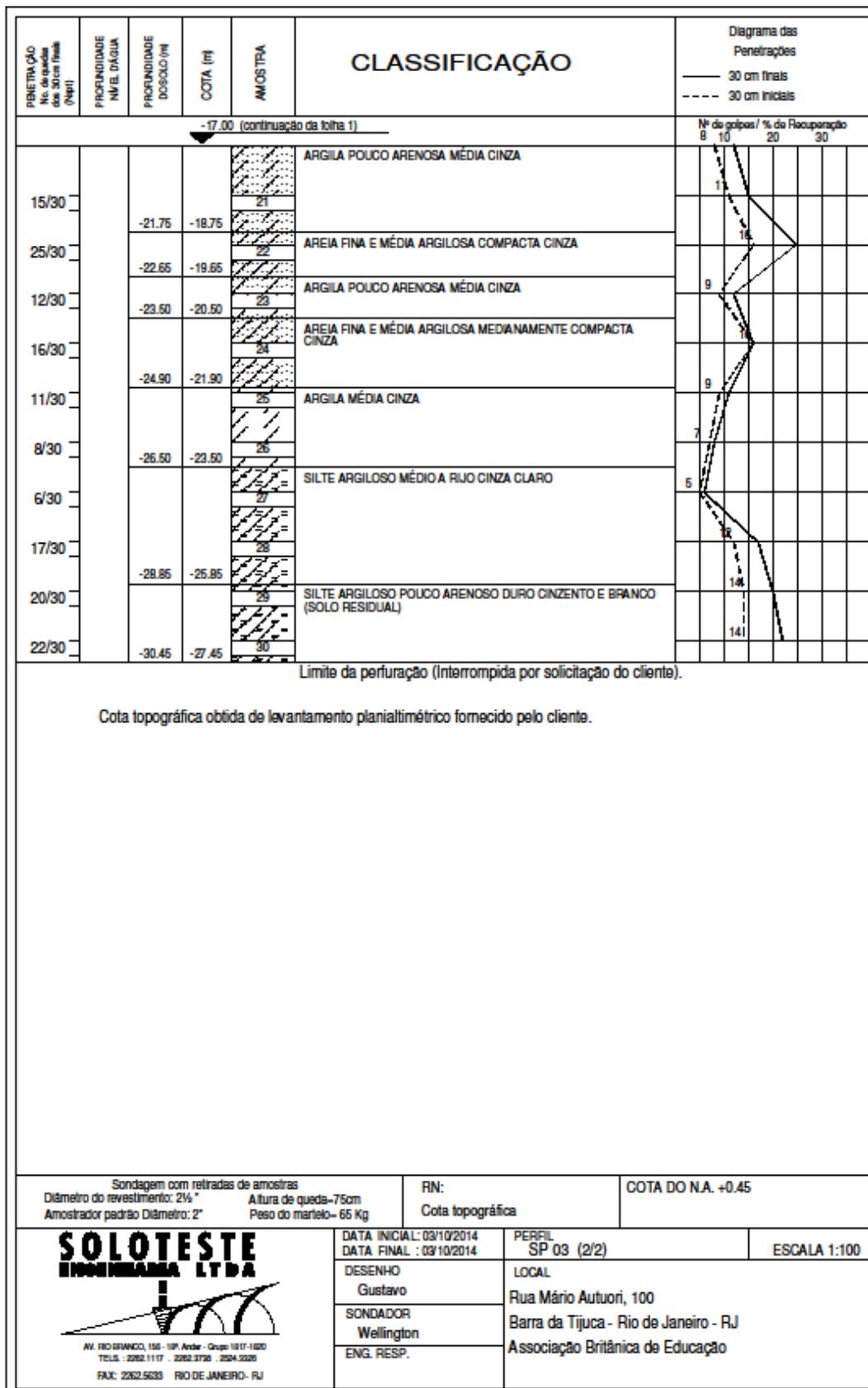


SP-01 – FOLHA 2/2

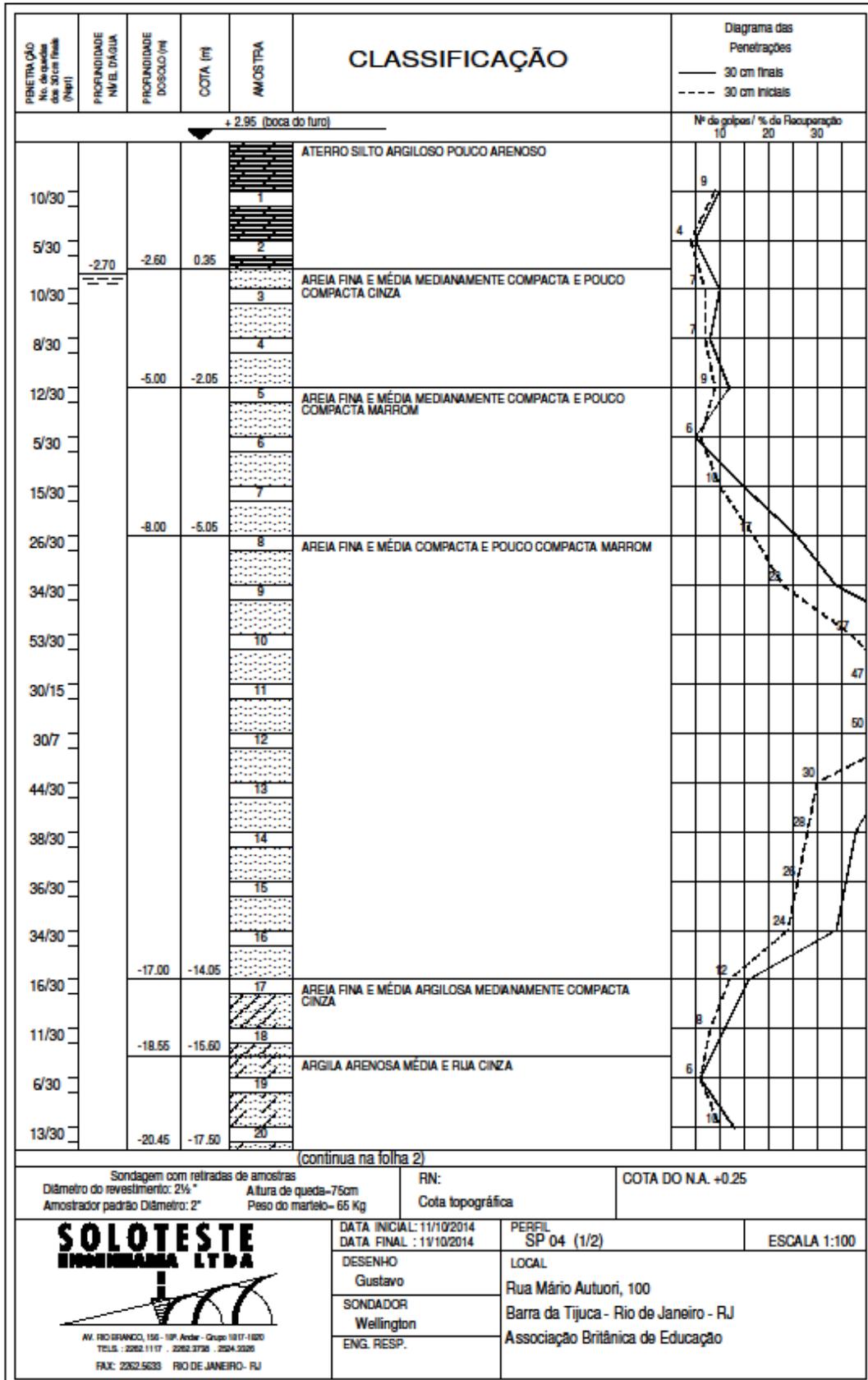




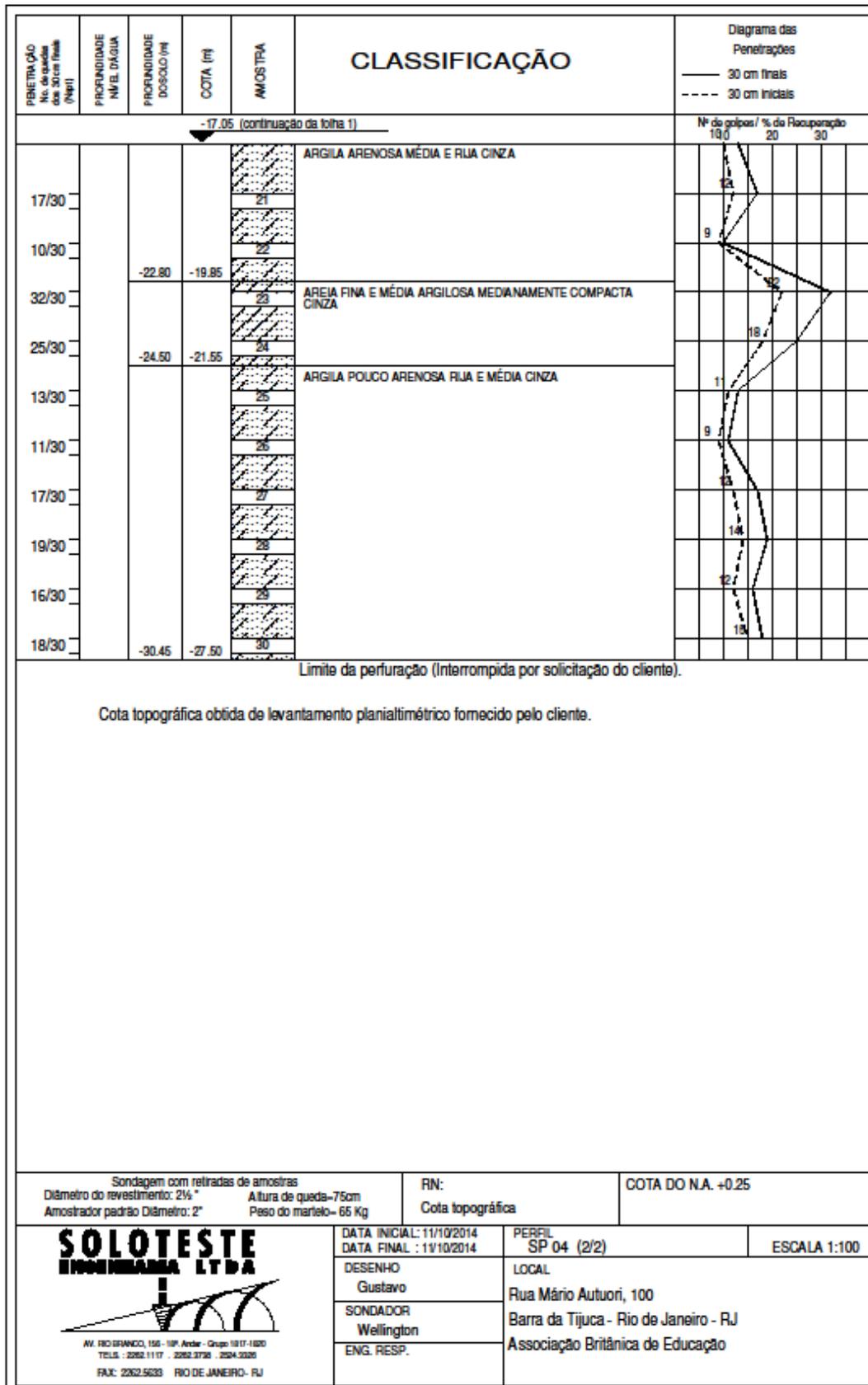
SP-03 – FOLHA 1/2



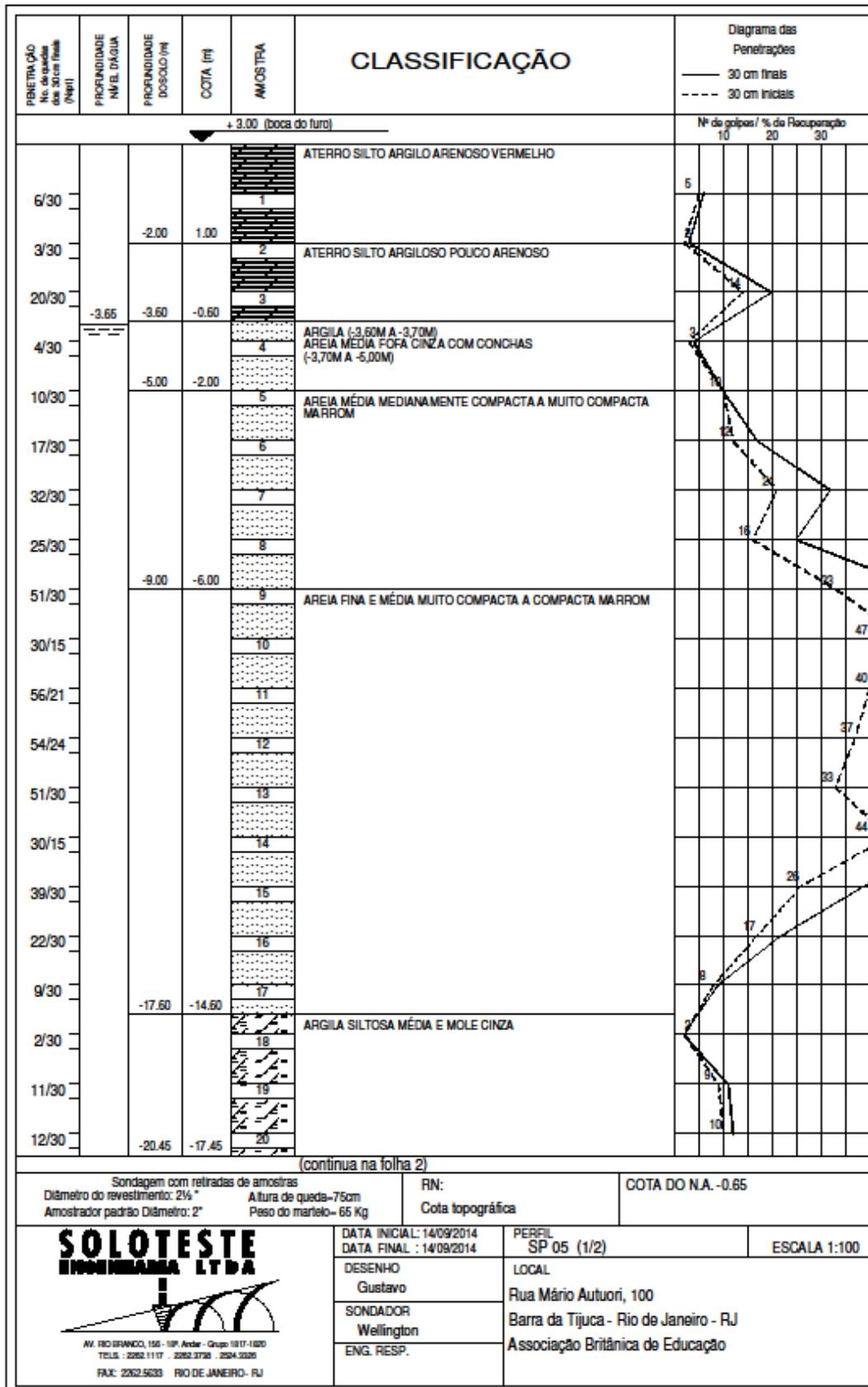
SP-03 – FOLHA 2/2



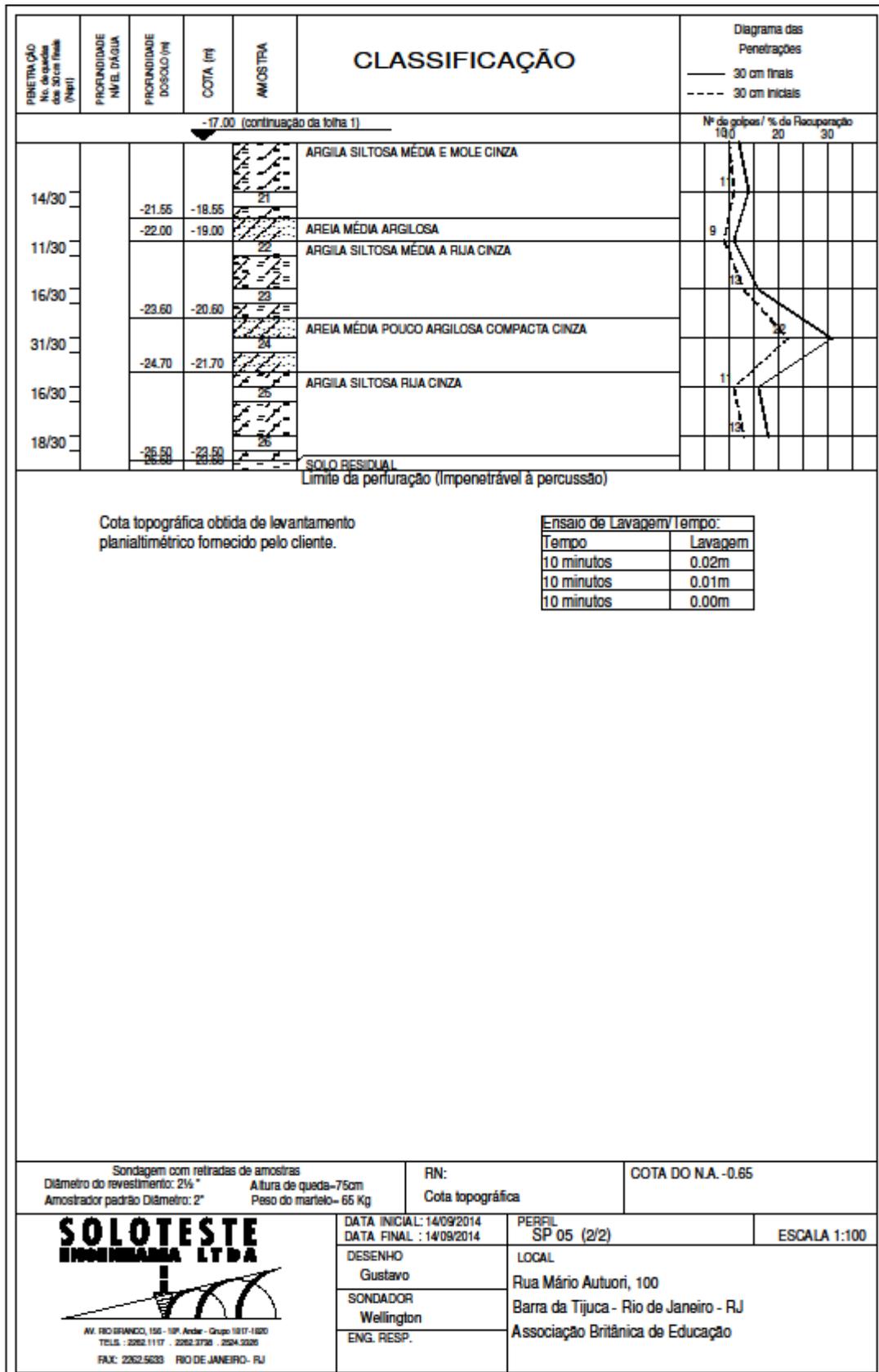
SP-04 – FOLHA 1/2



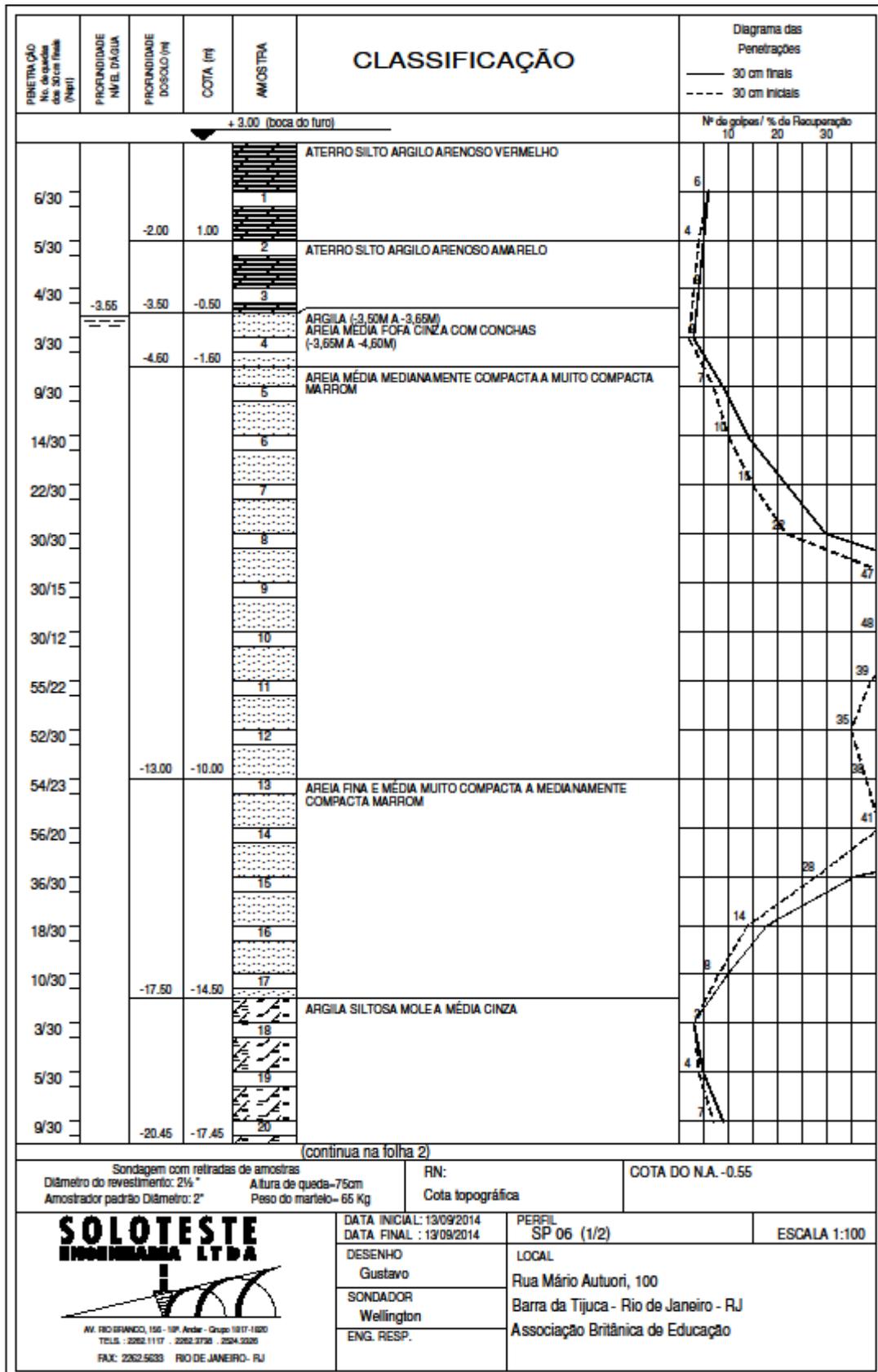
SP-04 – FOLHA 2/2



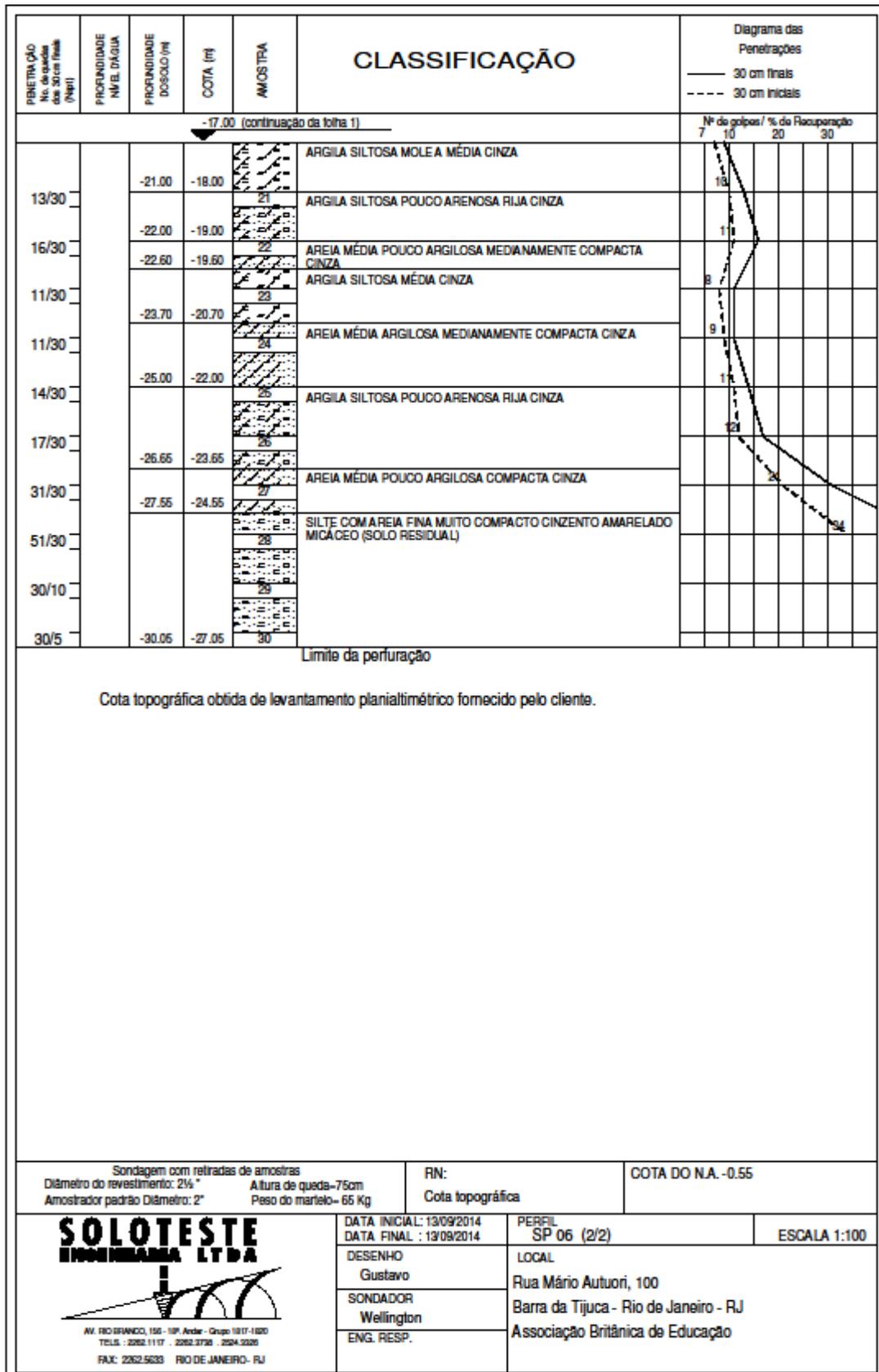
SP-05 – FOLHA 1/2



SP-05 – FOLHA 2/2

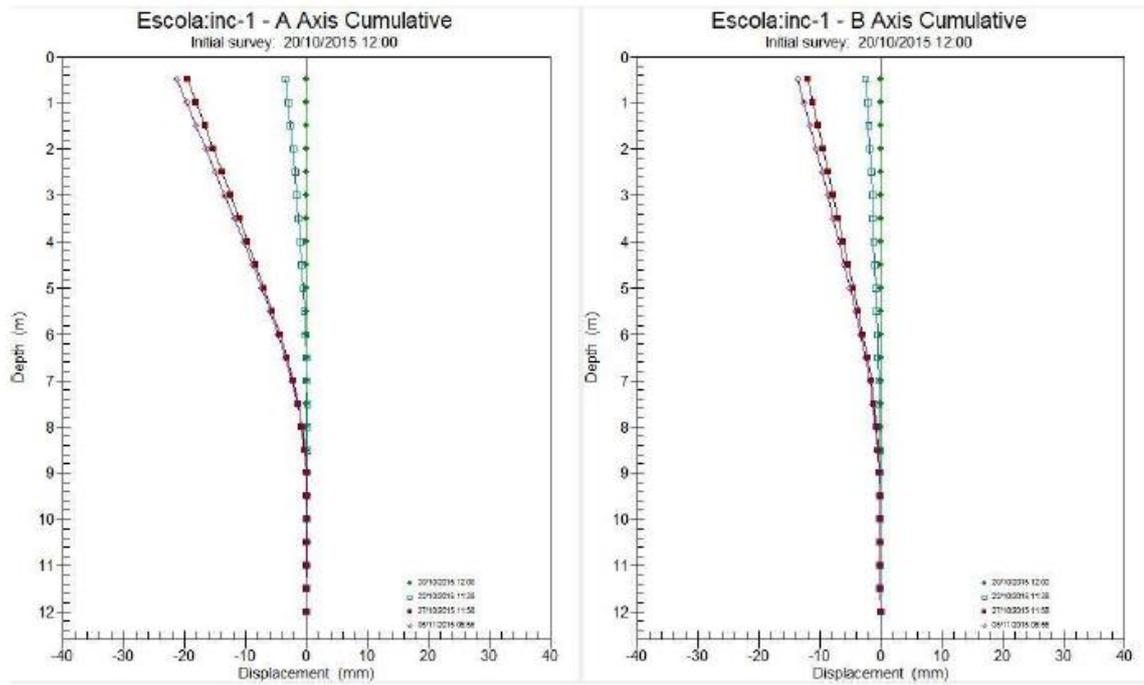


SP-06 – FOLHA 1/2

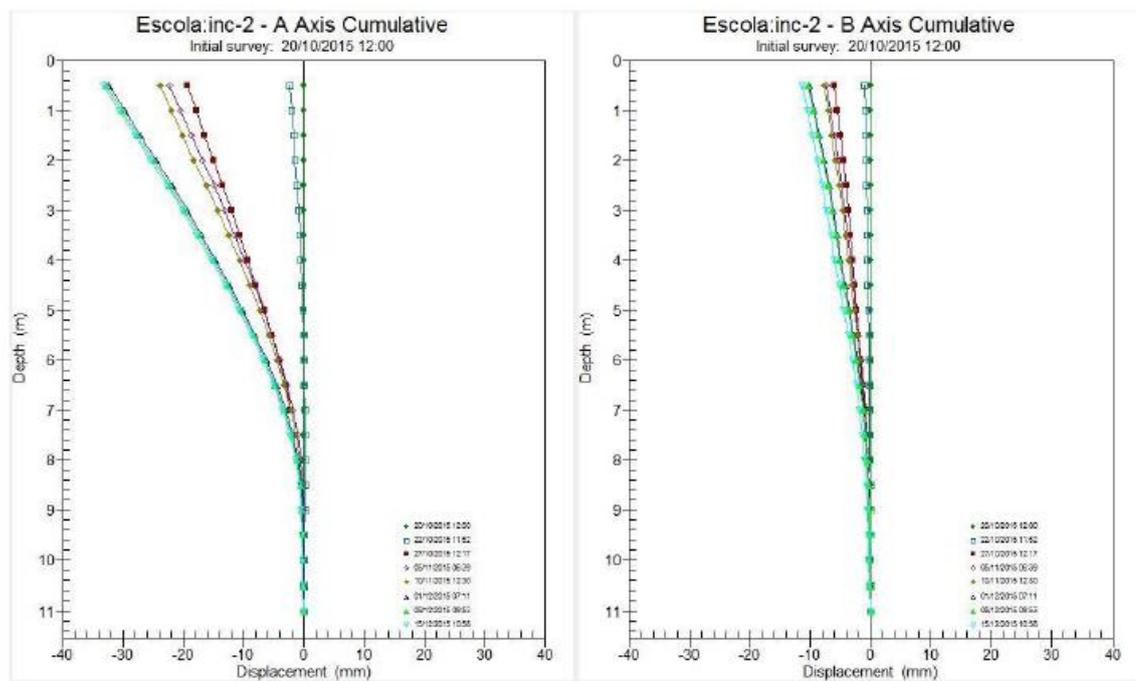


SP-06 – FOLHA 2/2

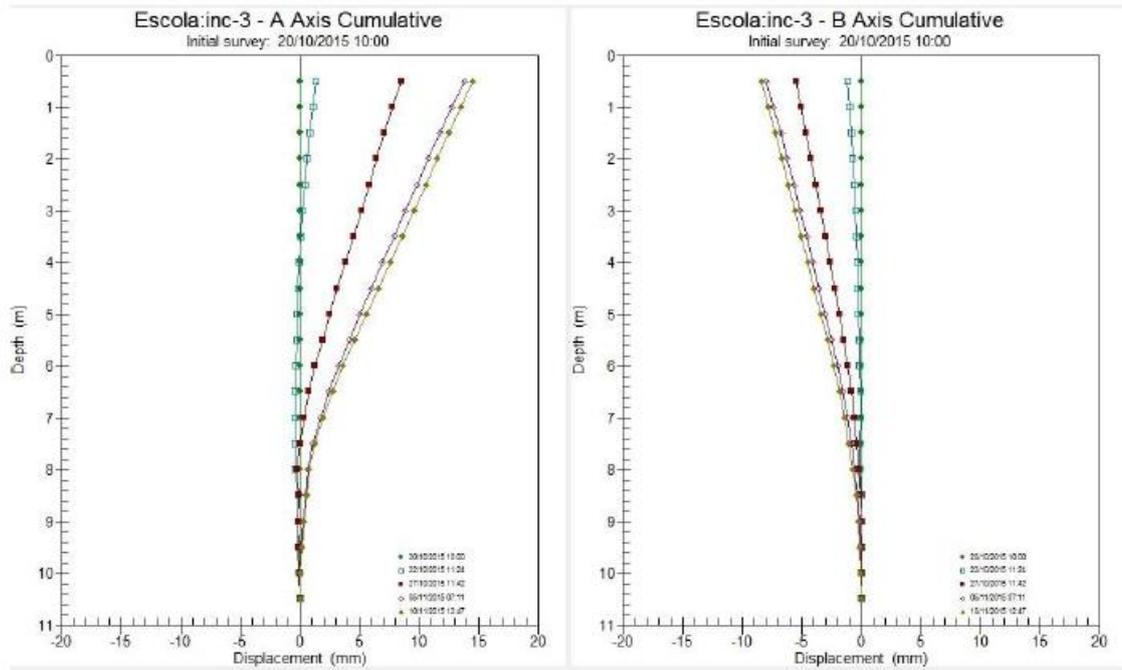
ANEXO B - Leitura dos Inclinômetros.



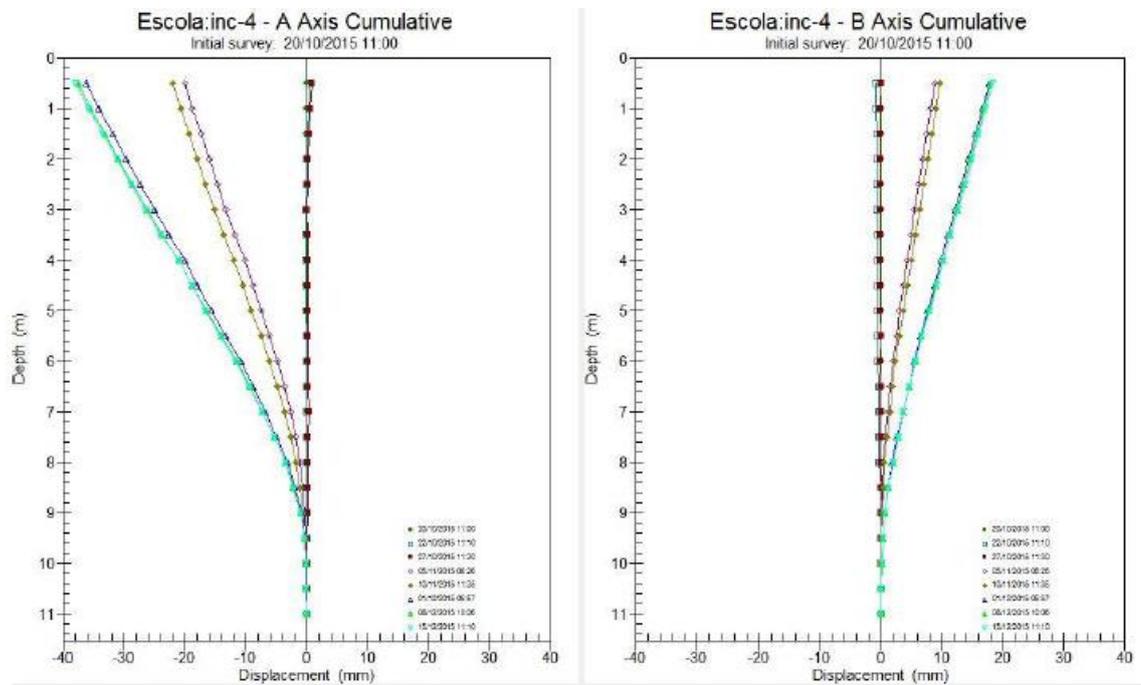
Inclinômetro 01



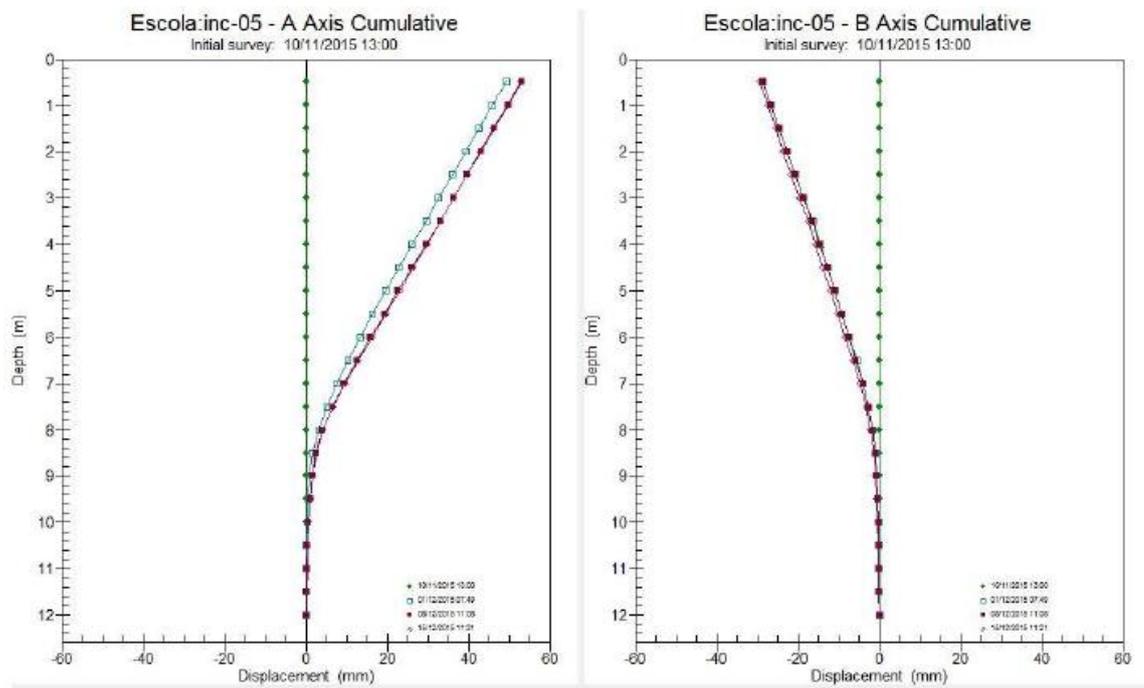
Inclinômetro 02



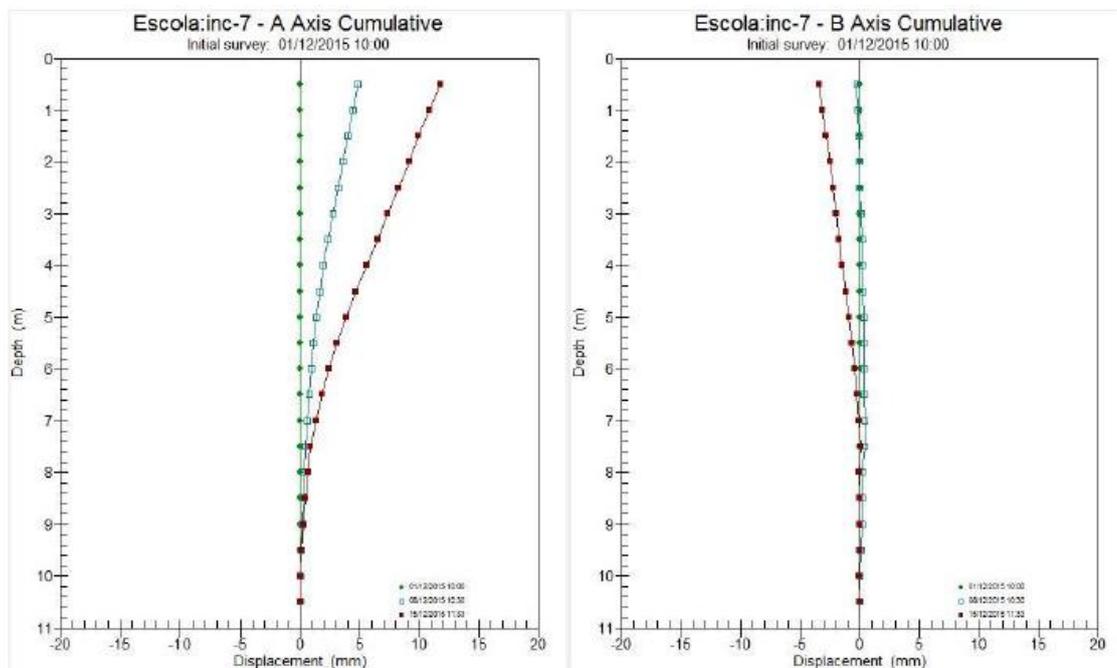
Inclinômetro 03



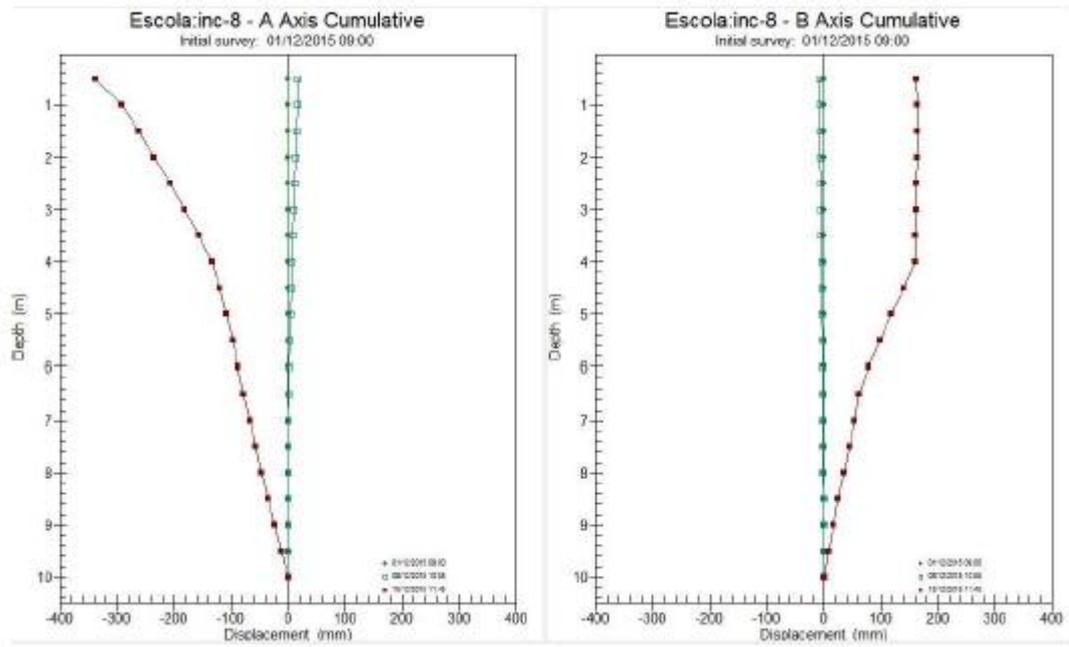
Inclinômetro 04



Inclinômetro 05



Inclinômetro 07



Inclinômetro 08

ANEXO D-Propriedades da seção equivalente.

A modelagem numérica da cortina de estacas secantes foi realizada utilizando o elemento “plate” no Plaxis 2D. As propriedades geométricas foram obtidas para um trecho de 1 metro da cortina, sendo considerado o acréscimo de rigidez devido a inserção do perfil metálico com bitola W250x32,7 no interior das estacas. As propriedades foram obtidas como explicado abaixo.

O cálculo da rigidez equivalente baseia-se no conceito de flexão de vigas compostas por mais de um material. Na metodologia, é definido um fator de transformação “n”, que consiste na relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço ($n = \frac{E_{cs}}{E_{st}}$). Na pesquisa, os trechos de concreto foram transformados em aço pela multiplicação do comprimento “L” pelo fator de transformação “n”, obtendo assim uma seção equivalente homogeneizada de aço. Os parâmetros de rigidez foram obtidos pelas características desta seção.

O estudo foi realizado partindo da seção apresentada na Figura D-1, que representa um trecho de um metro da cortina. Para simplificar a abordagem do problema, será considerada seção retangular com rigidez a flexão equivalente a seção apresentada na Figura D-1 (seção equivalente bruta de concreto), como mostrado a seguir.

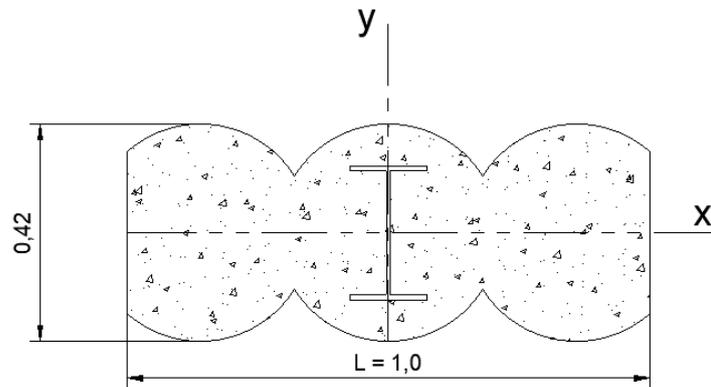


Figura D- 1: Seção de estudo.

As propriedades geométricas foram obtidas com base em programa computacional (CAD):

Tabela D- 1: Propriedades Geométricas.

$I_x (m^4)$	$A(m^2)$
0,0044	0,368

- Módulo de elasticidade do concreto ($f_{ck} = 20MPa$):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Onde: E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial.

$$\alpha_i \text{ é dado por } \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \times \frac{20}{80} = 0,85 \leq 1,0$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ (para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa – NBR 6118:2014)}$$

Onde: $\alpha_E = 1,0$ para agregados a base de granito e gnaiss

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \times 5600 \cdot \sqrt{20} = 25043,96 \text{ MPa}$$

Assim, o módulo de elasticidade secante do concreto é dado por:

$$E_{cs} = 0,85 \times 25043,96 = 21287,36 \text{ MPa}$$

- Módulo de elasticidade do aço: $E_{st} = 200 \text{ GPa}$

- Determinação da seção equivalente bruta de concreto:

$$I = \frac{b \cdot d^3}{12} \rightarrow d_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}}$$

$$d_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 0,0044}{1,0}} = 0,375m$$

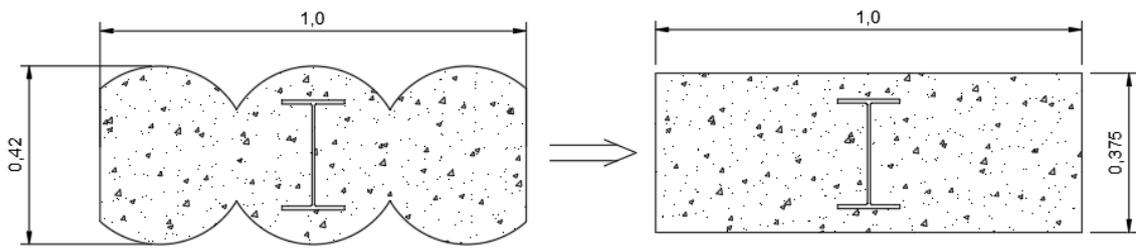


Figura D- 2: Seção equivalente bruta de concreto (Medidas em metro).

- Determinação da seção homogeneizada equivalente de aço:

$$n = \frac{E_{cs}}{E_{st}} = \frac{21287,36}{200.000,00} = 0,106 \text{ (fator de transformação entre o aço e o concreto)}$$

Assim, é determinada uma seção de aço equivalente com as características geométricas apresentadas na figura D-3.

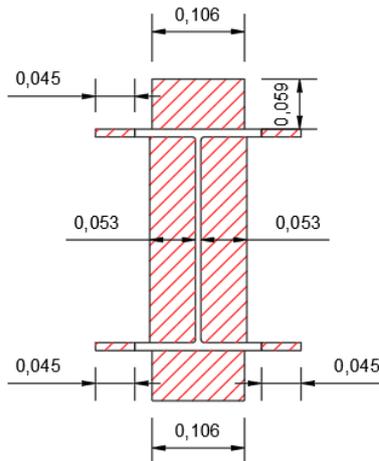


Figura D- 3: Seção de aço homogeneizada (medidas em metro).

A Tabela D-2 apresenta resumo das propriedades da seção homogeneizada de aço.

Tabela D- 2: Parâmetro da seção homogeneizada de aço.

fck (MPa)	20	I (m ⁴ /m)	0,0005
E _{cs} (MPa)	21.287,36	Área (m ² /m)	0,0436
E _{st} (MPa)	200.000,00	EI (kN.m/m)	100.000,00
n (E _{cs} /E _s)	0,1064	EA (kN/m)	8.720.000,00

ANEXO E: Análise das diferentes hipóteses para estimativa do PSR (OU et al., 1996)

A avaliação da hipótese de estado plano de deformações pelo método de OU et al. (1996), assim como a determinação da variável PSR (que permite também uma estimativa inicial do comportamento que seria observado em análises tridimensionais a partir de resultados de análises bidimensionais), está condicionada a adoção dos parâmetros B (parede complementar), L (parede que contém a seção de análise) e d (distância ao canto da escavação). A geometria da escavação estudada na presente pesquisa possui diversos trechos de descontinuidade no alinhamento da parede. Neste item será avaliada as diversas hipóteses para a adoção dos parâmetros B, L e d, como mostrado a seguir.

A Tabela E-1 apresenta as análises dos PSRs para duas hipóteses de combinações dos parâmetros B, L e d, baseados na geometria apresentada nas Figuras 3-13 a 3-17. Tais parâmetros podem ser observados nas Figuras E-1 a E-6. O PSR foi escolhido pelo valor que forneceu o melhor ajuste dos valores das análises bidimensionais aos medidos em campo. Tais valores encontram-se destacados na Tabela E-1.

Tabela E- 1 Valores dos PSRs para as Hipotese A e B

		OU et al. (1996)								
		S-01			S-02			S-03		
Hipótese A	L (m)	24,5	PSR:	L (m)	18,7	PSR:	L (m)	9,6	PSR:	
	B (m)	18,4	0,65	B (m)	2,8	0,55	B (m)	2,8	0,3	
	d (m)	14,2		d (m)	9		d (m)	4,7		
Hipótese B	L (m)	24,5	PSR:	L (m)	125,8	PSR:	L (m)	125,8	PSR:	
	B (m)	2,8	0,6	B (m)	18,4	1	B (m)	19,7	0,95	
	d (m)	10,4		d (m)	53		d (m)	31,7		
		S-04			S-05			S-07		
Hipótese A	L (m)	18,4	PSR:	L (m)	19,7	PSR:	L (m)	12,6	PSR:	
	B (m)	24,5	0,4	B (m)	27	0,4	B (m)	2,8	0,3	
	d (m)	8,9		d (m)	9,6		d (m)	6,1		
Hipótese B	L (m)	18,4	PSR:	L (m)	19,7	PSR:	L (m)	125,8	PSR:	
	B (m)	8,1	0,6	B (m)	125,8	0,3	B (m)	19,7	0,95	
	d (m)	9,5		d (m)	9,6		d (m)	48,4		

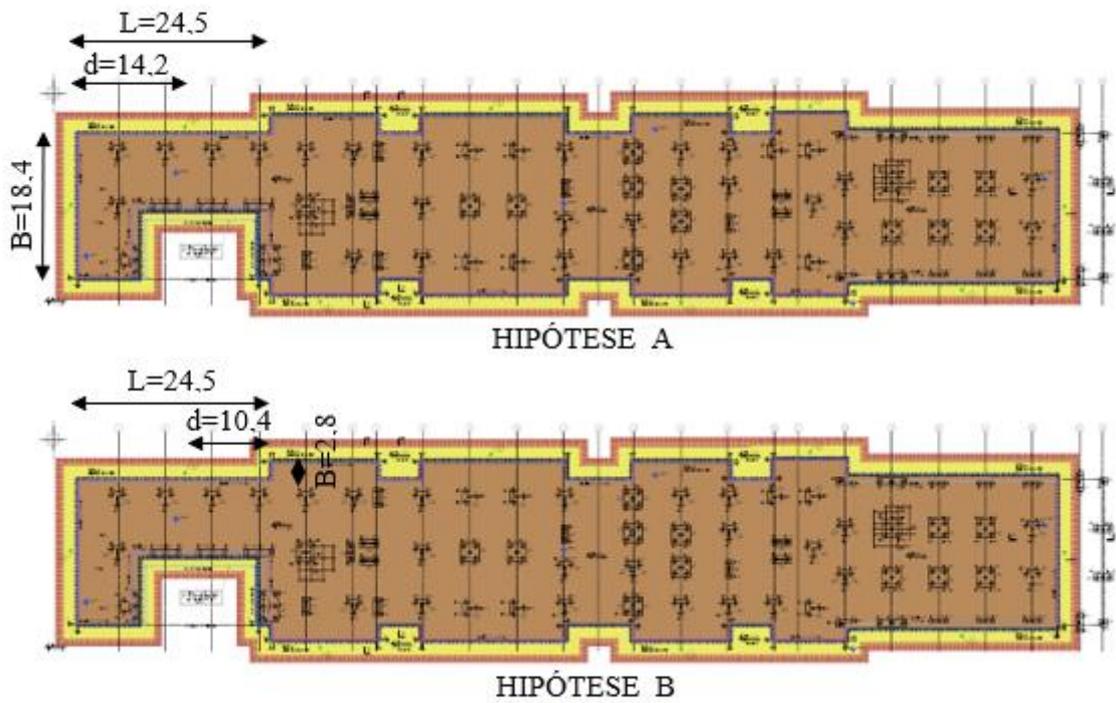


Figura E- 1: “B”, “L” e “d” para a seção S-01 – Hipóteses A e B

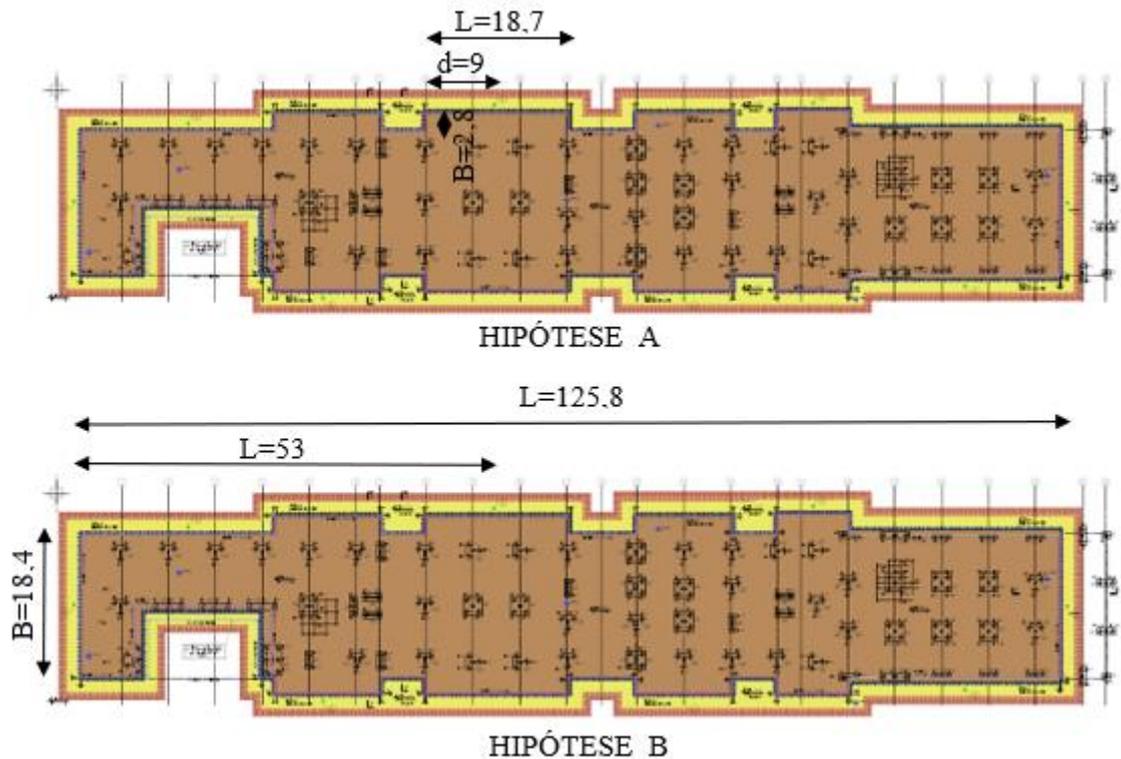


Figura E- 2: “B”, “L” e “d” para a seção S-02 – Hipóteses A e B

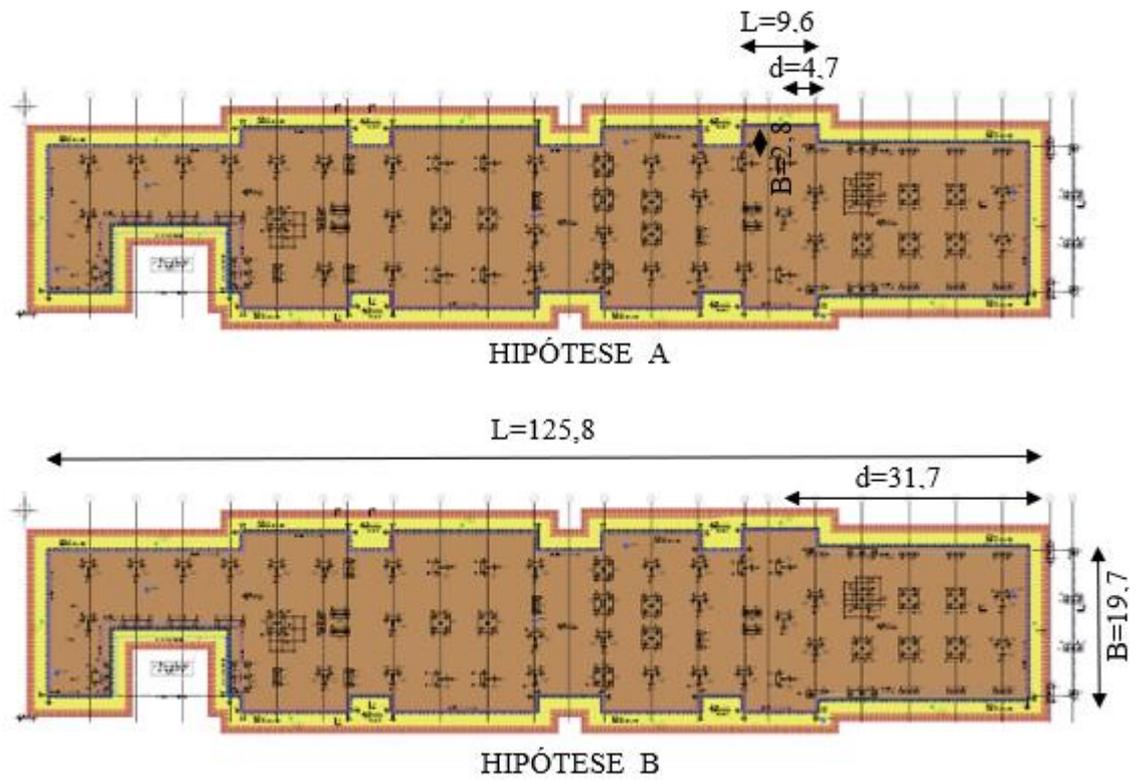


Figura E- 3: “B”, “L” e “d” para a seção S-03 – Hipóteses A e B

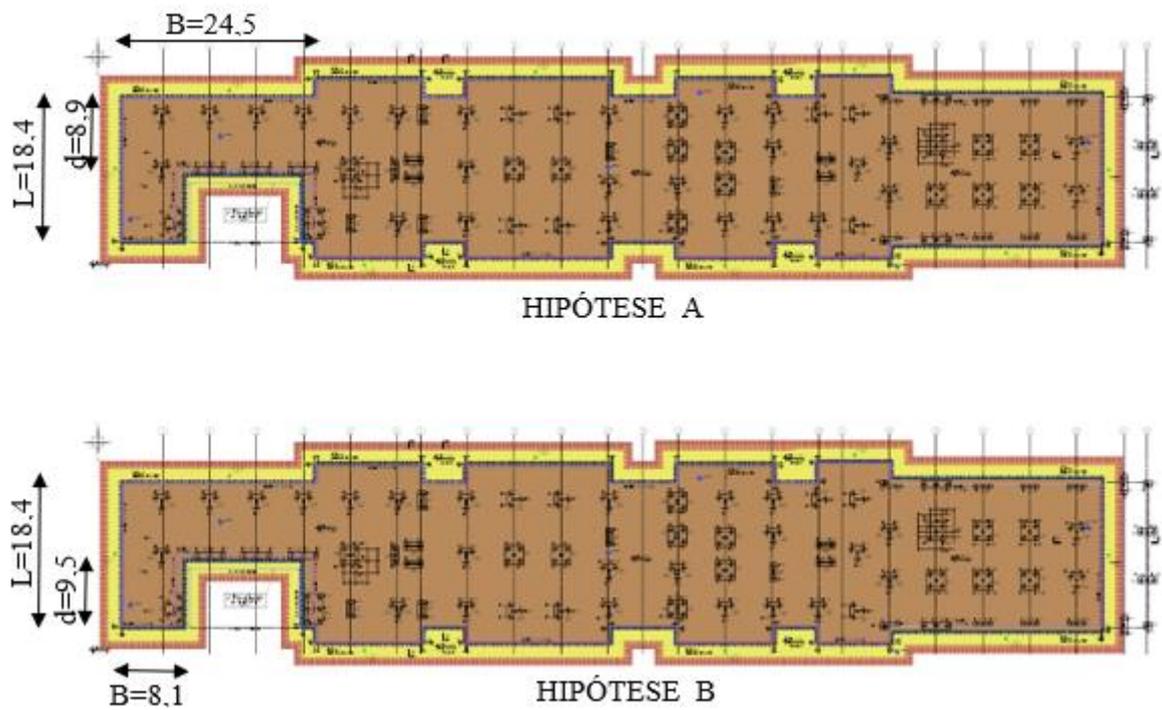


Figura E- 4: “B”, “L” e “d” para a seção S-04 – Hipóteses A e B

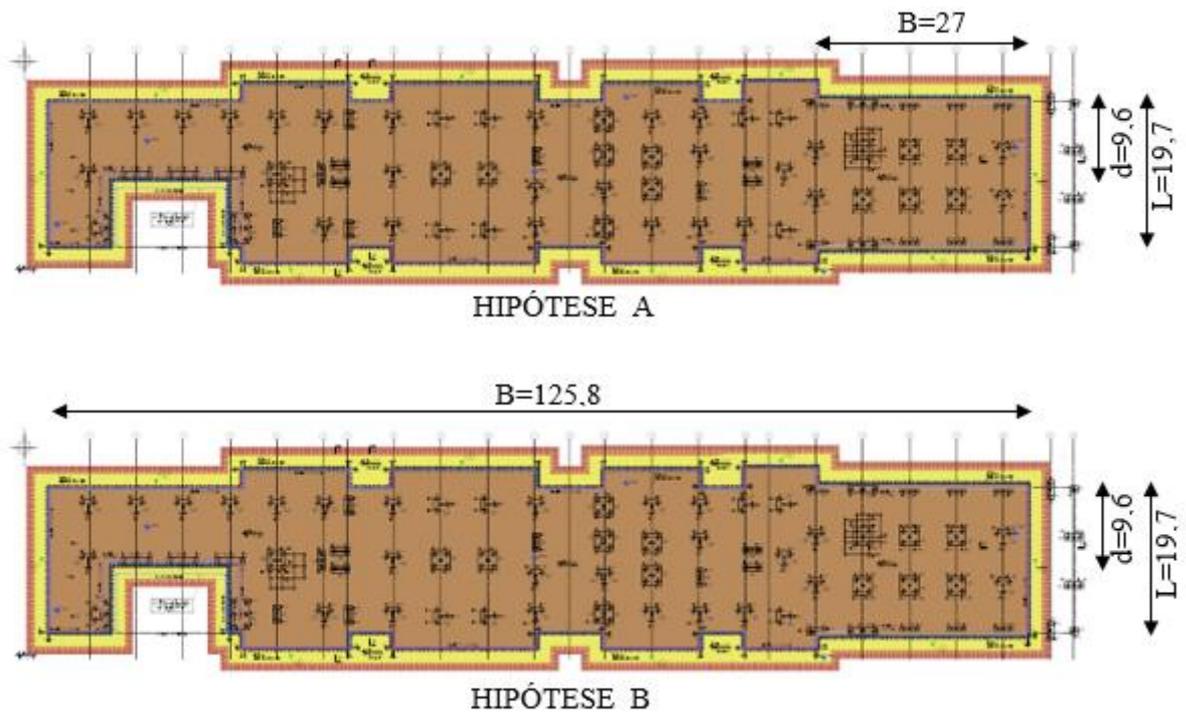


Figura E- 5: “B”, “L” e “d” para a seção S-05 – Hipóteses A e B

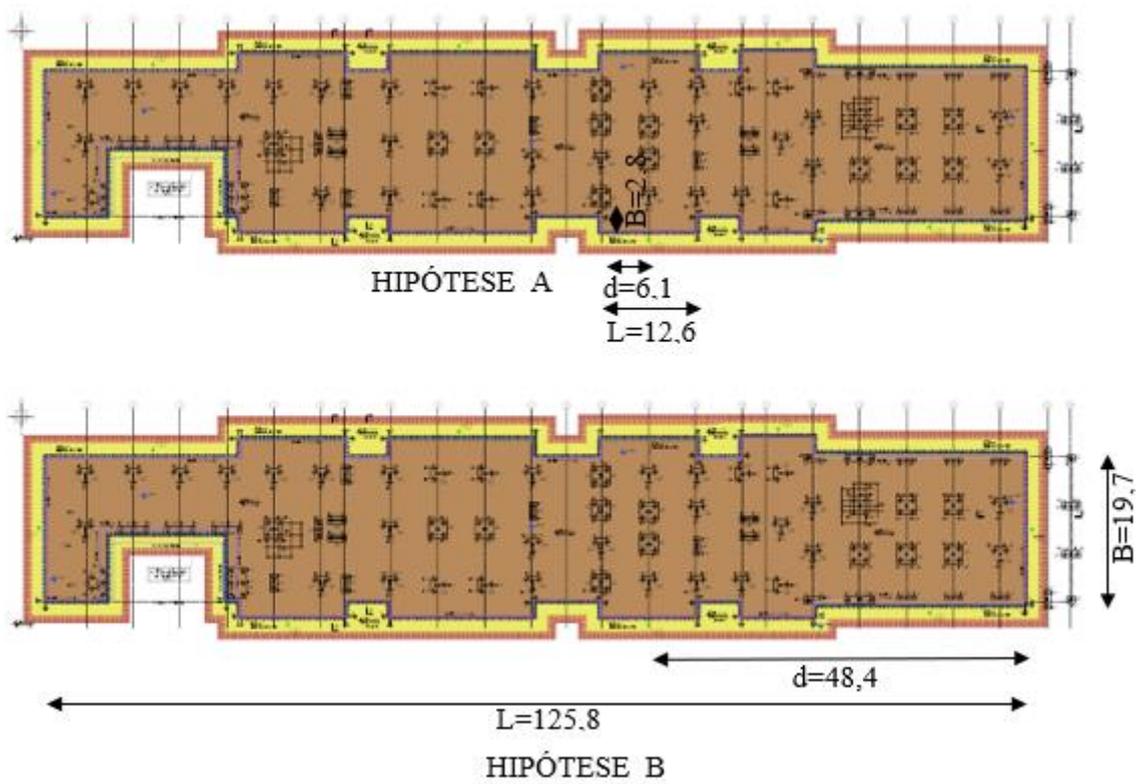
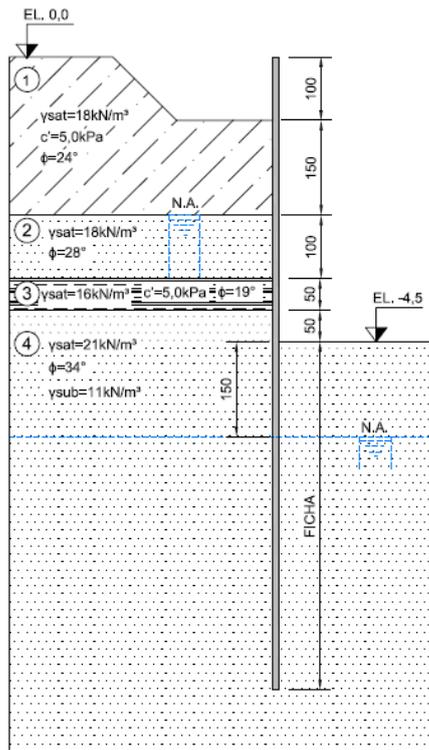


Figura E- 6: “B”, “L” e “d” para a seção S-07 – Hipóteses A e B

ANEXO F: Análise analítica das seções de estudo.

As análises apresentadas a seguir foram realizadas com base no método convencional apresentado no item 2.3.1.

-Seção S-01:



Camada 1:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{24}{2} \right) = 0,42$$

$$2. c. \sqrt{K_a} = 2 \times 5,0 \times \sqrt{0,42} = 6,48 \text{ kPa}$$

Camada 2:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{28}{2} \right) = 0,36$$

Camada 3:

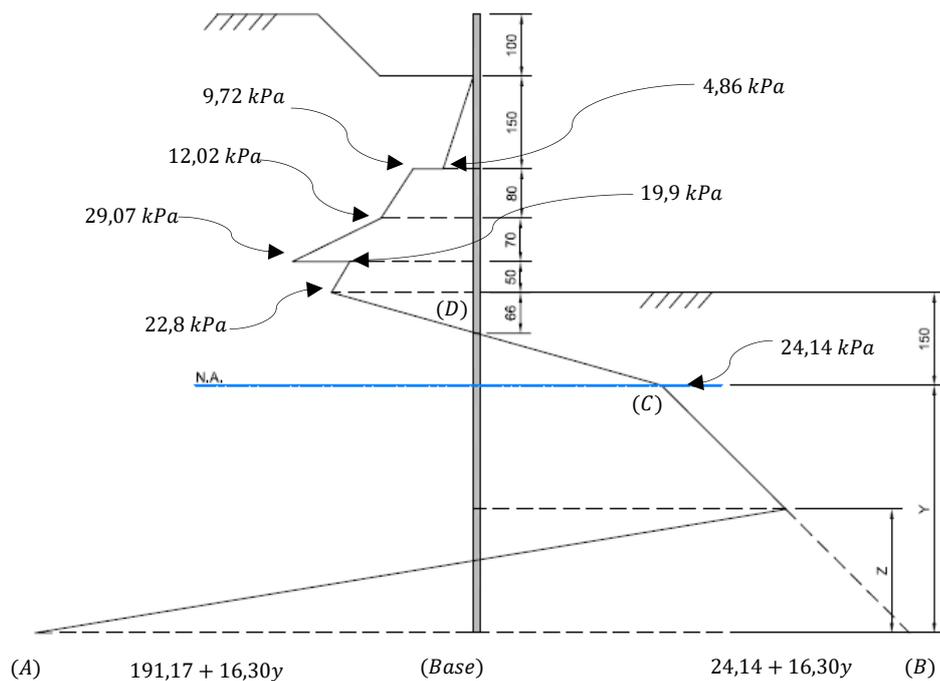
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{19}{2} \right) = 0,51$$

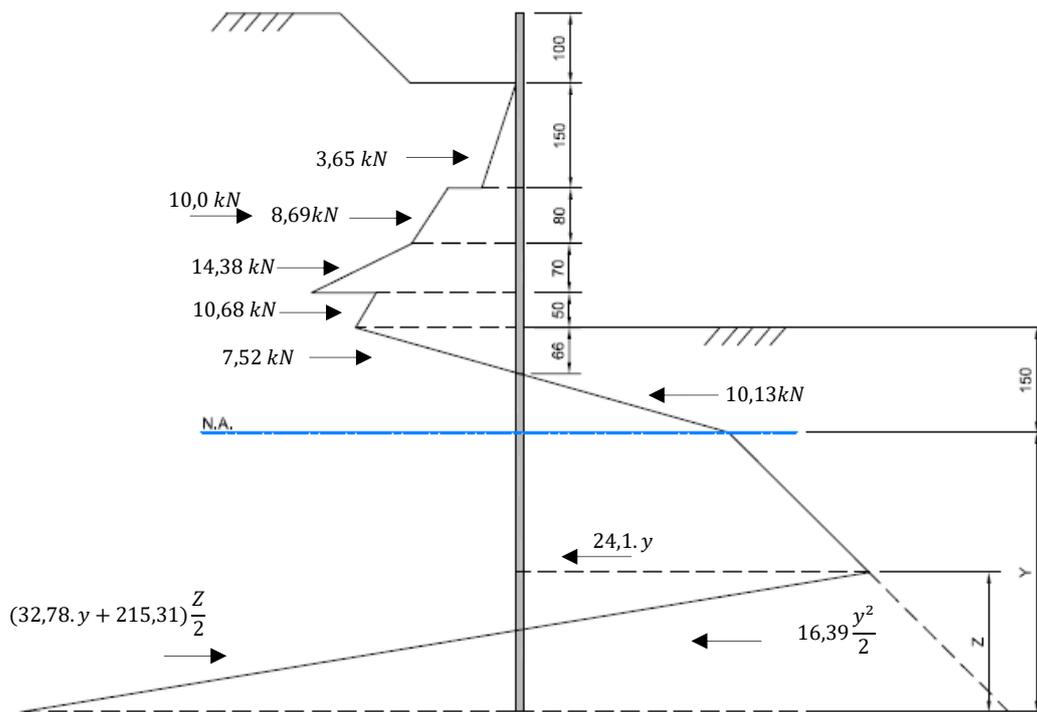
$$2. c. \sqrt{K_a} = 2 \times 5,0 \times \sqrt{0,51} = 7,14 \text{ kPa}$$

Camada 4:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{34}{2} \right) = 0,28$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{34}{2} \right) = 3,54 \Rightarrow \frac{K_p}{2} = 1,77$$





$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 54,92 - 10,13 - 24,14y - 16,39 \cdot \frac{y^2}{2} + (32,78y + 215,31) \cdot \frac{Z}{2}$$

$$Z = \frac{2 \cdot (24,14y + 8,2y^2 - 44,79)}{(32,78y + 215,31)}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{Base} = 0 \Rightarrow & [3,65 \cdot (4 + y)] + [8,69 \cdot (3,28 + y)] + [10 \cdot (2,83 + y)] + [14,38 \cdot (2,31 + y)] \\ & + [10,68 \cdot (1,74 + y)] + [7,52 \cdot (1,28 + y)] - [10,13 \cdot (0,44 + y)] - \left[24,14 \frac{y^2}{2} \right] \\ & - \left[8,2 \cdot \frac{y^3}{3} \right] + \left[(32,78 \cdot y + 215,31) \frac{Z^2}{6} \right] = 0 \end{aligned}$$

Assim, o valor de y para que satisfaça a equação acima é de $y = 4,05m$

A ficha necessária é de $(y+1,5)$: 5,55m (F.P./F.A.=1,35)

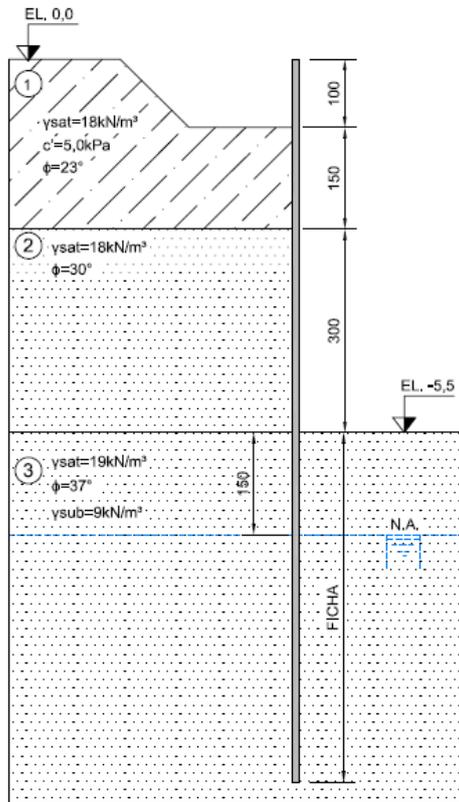
- Determinação do momento fletor máximo:

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 54,92 - 10,13 - 24,14x - 16,39 \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow 8,2x^2 + 24,13x - 44,79 = 0$$

$$x = \frac{-24,14 \pm \sqrt{24,14^2 + (4 \cdot 8,2 \cdot 44,79)}}{16,4} = \frac{-24,14 \pm 45,29}{16,4} = \begin{cases} 1,29m \\ -4,22m \end{cases} \Rightarrow x = 1,29m$$

$$\begin{aligned} M_{max} = & [3,65x5,28] + [8,69x4,57] + [10x4,12] + [14,38x3,6] + [10,68x3,03] + [7,52x2,57] \\ & - [10,13x1,73] - [31,14x0,65] - [13,65x0,43] = 203,64 - 43,63 = 160,01 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

-Seção S-02:



Camada 1:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{23}{2} \right) = 0,44$$

$$2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} = 2 \times 5,0 \times \sqrt{0,44} = 6,63 \text{ kPa}$$

Camada 2:

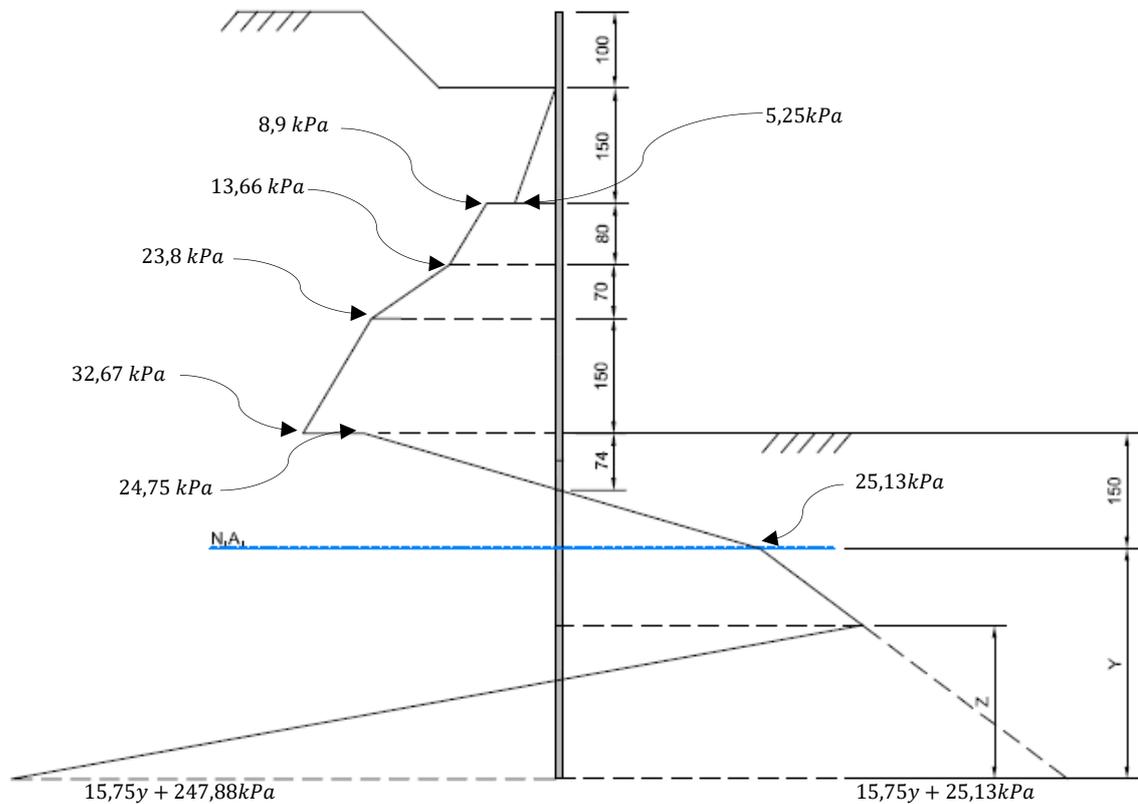
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,33$$

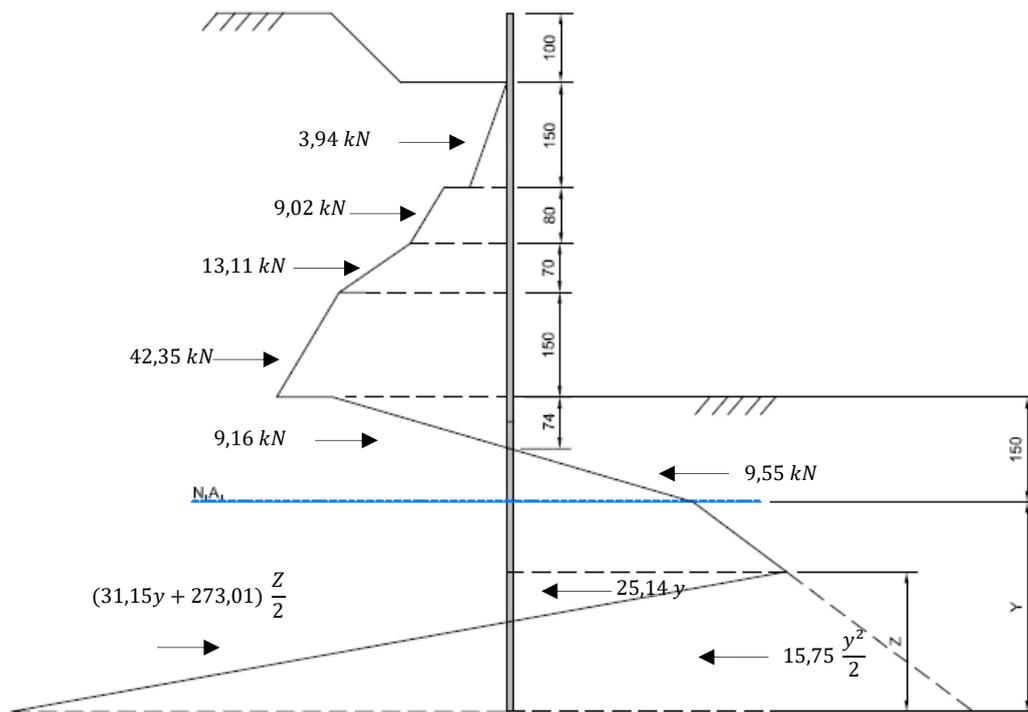
$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3,0$$

Camada 3:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{37}{2} \right) = 0,25$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{37}{2} \right) = 4,0 \Rightarrow \frac{K_p}{2} = 2,0$$





$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 77,58 - 9,55 - 25,13y - 15,75 \cdot \frac{y^2}{2} + (31,15y + 273,01) \cdot \frac{Z}{2}$$

$$Z = \frac{2 \cdot (25,13y + 7,88y^2 - 68,03)}{(31,15y + 273,01)}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{Base} = 0 \Rightarrow & [3,94 \cdot (5 + y)] + [9,02 \cdot (4,07 + y)] + [13,11 \cdot (3,32 + y)] + [42,35 \cdot (2,21 + y)] \\ & + [9,16 \cdot (1,25 + y)] - [9,55 \cdot (0,25 + y)] - \left[25,13 \cdot \frac{y^2}{2} \right] - \left[15,75 \cdot \frac{y^3}{6} \right] \\ & + \left[(31,15 \cdot y + 273,01) \cdot \frac{Z^2}{6} \right] = 0 \end{aligned}$$

Assim, o valor de y para que satisfaça a equação acima é de $y = 5,0m$

A ficha necessária é de $(y+1,5)$: 6,5m (F.P./F.A.=1,00)

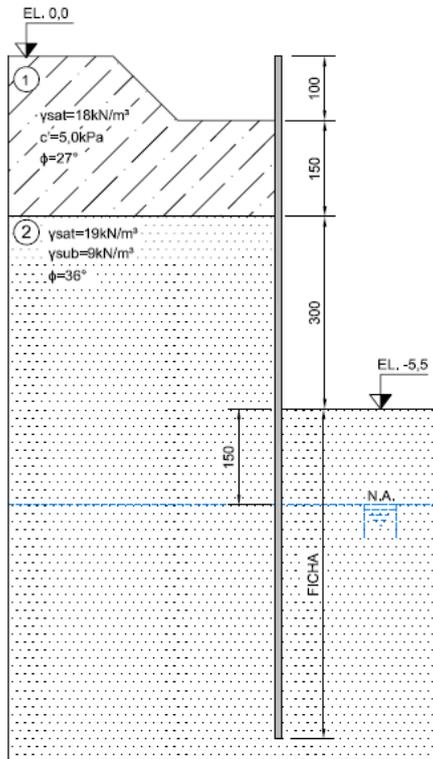
- Determinação do momento fletor máximo:

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 68,02 - 25,13x - 15,75 \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow 7,88x^2 + 25,13x - 68,03 = 0$$

$$x = \frac{-25,13 \pm \sqrt{25,13^2 + (4 \cdot 7,88 \cdot 68,03)}}{15,75} = \frac{-25,13 \pm 52,68}{15,75} = \begin{cases} 1,75m \\ -4,95m \end{cases} \Rightarrow x = 1,75m$$

$$\begin{aligned} M_{max} = & [3,94 \cdot 6,75] + [9,02 \cdot 5,82] + [13,13 \cdot 5,07] + [42,35 \cdot 3,96] + [9,16 \cdot 3,0] - [9,55 \cdot 2,0] \\ & - [43,98 \cdot 0,88] - [24,11 \cdot 0,58] = 340,8 - 71,78 = 269,01 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

Seção S-03/07:



Camada 1:

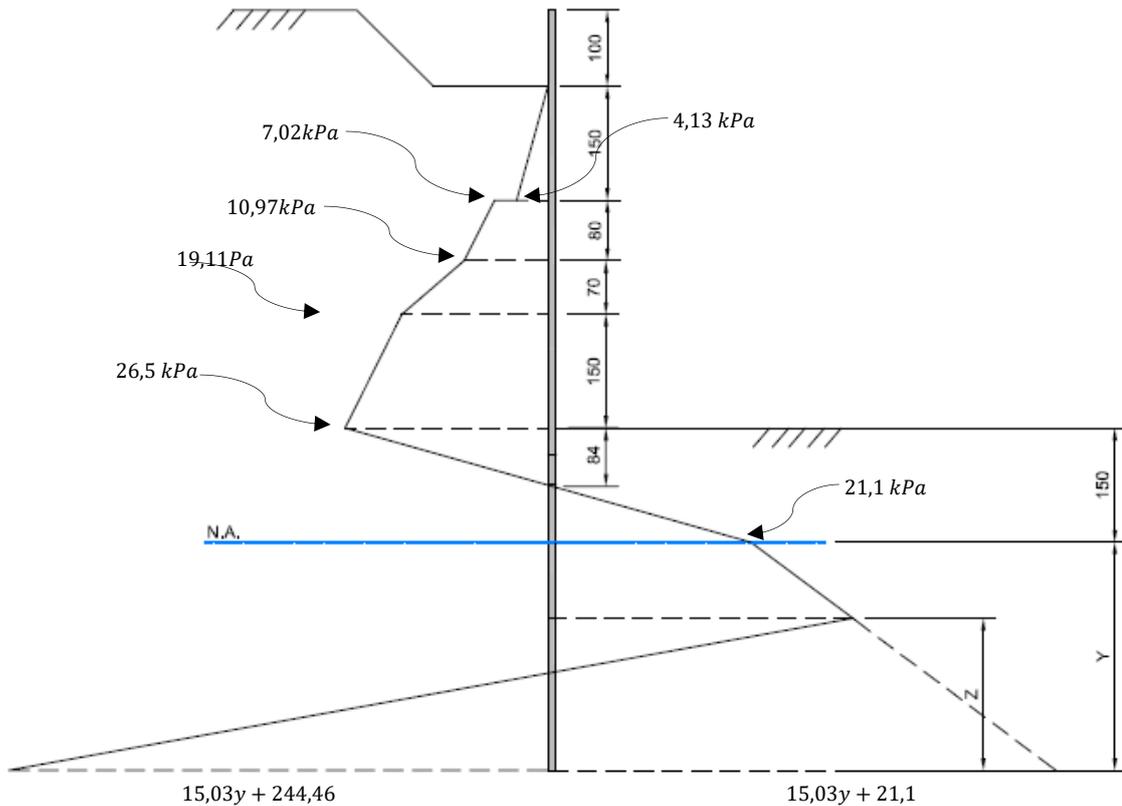
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{27}{2} \right) = 0,38$$

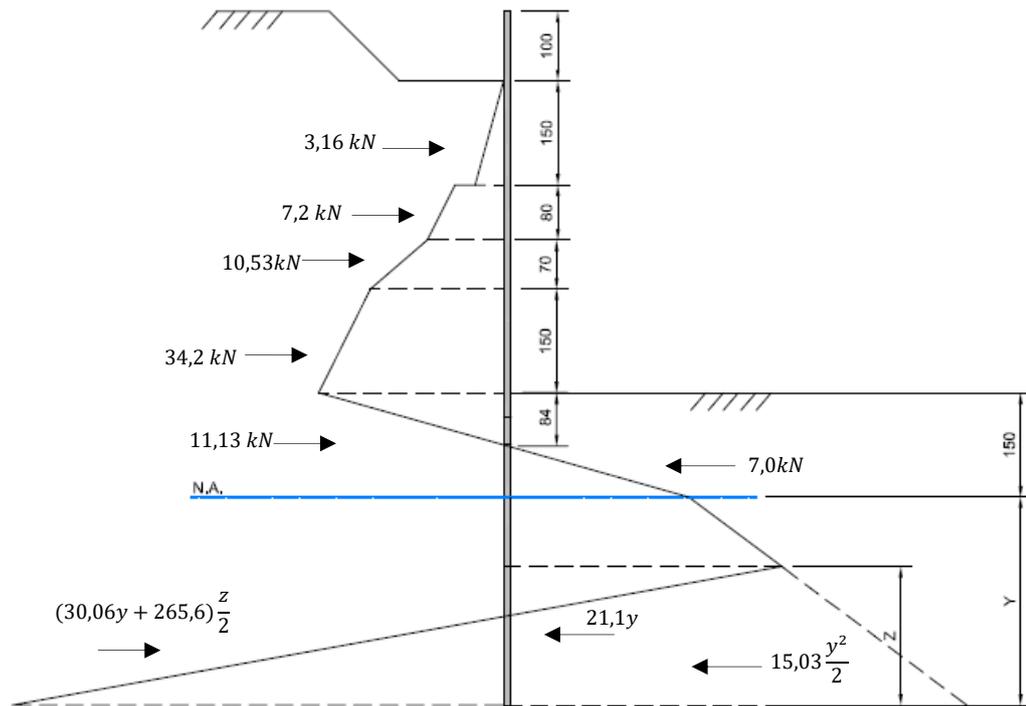
$$2. c. \sqrt{k_a} = 2 \times 5,0 \times \sqrt{0,38} = 6,13 \text{ kPa}$$

Camada 2:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) = 0,26$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{36}{2} \right) = 3,85$$





$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 59,22 - 21,1y - 15,03 \cdot \frac{y^2}{2} + (30,06y + 265,6) \cdot \frac{Z}{2}$$

$$Z = \frac{2 \cdot (21,1y + 7,52y^2 - 59,22)}{(30,06y + 265,6)}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{Base} = 0 \Rightarrow & [3,10 \cdot (5 + y)] + [7,2 \cdot (4,07 + y)] + [10,53 \cdot (3,32 + y)] + [34,2 \cdot (2,21 + y)] \\ & + [11,13 \cdot (1,22 + y)] - [7,0 \cdot (0,22 + y)] - \left[21,1 \cdot \frac{y^2}{2} \right] - \left[15,03 \cdot \frac{y^3}{6} \right] \\ & + \left[(30,06 \cdot y + 265,6) \cdot \frac{Z^2}{6} \right] = 0 \end{aligned}$$

Assim, o valor de y para que satisfaça a equação acima é de $y = 4,85m$

A ficha necessária é de $(y+1,5)$: 6,35m (F.P./F.A.=1,02)

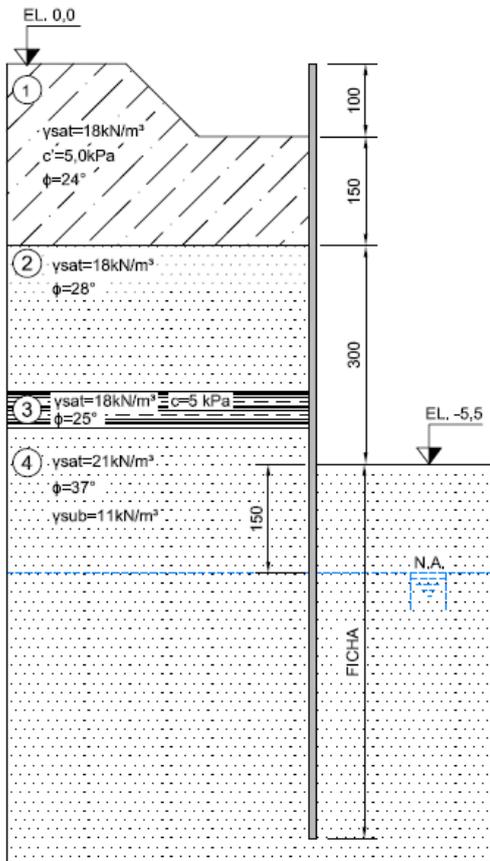
- Determinação do momento fletor máximo:

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 59,22 - 21,1x - 15,03 \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow 7,52x^2 + 21,1x - 59,22 = 0$$

$$x = \frac{-21,1 \pm \sqrt{21,1^2 + (4 \cdot 7,52 \cdot 59,22)}}{15,03} = \frac{-21,1 \pm 47,16}{15,03} = \begin{cases} 1,73m \\ -4,54m \end{cases} \Rightarrow x = 1,73m$$

$$\begin{aligned} M_{max} = & [3,1 \cdot 6,73] + [7,2 \cdot 5,80] + [10,53 \cdot 5,05] + [34,2 \cdot 3,94] + [11,13 \cdot 2,95] - [7,0 \cdot 1,95] \\ & - [36,5 \cdot 0,87] - [22,5 \cdot 0,58] = 283,8 - 58,5 = 225,3 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

Seção S-04:



Camada 1:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{24}{2} \right) = 0,42$$

$$2.c.\sqrt{k_a} = 2 \times 5,0 \times \sqrt{0,42} = 6,48 \text{ kPa}$$

Camada 2:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{28}{2} \right) = 0,36$$

Camada 3:

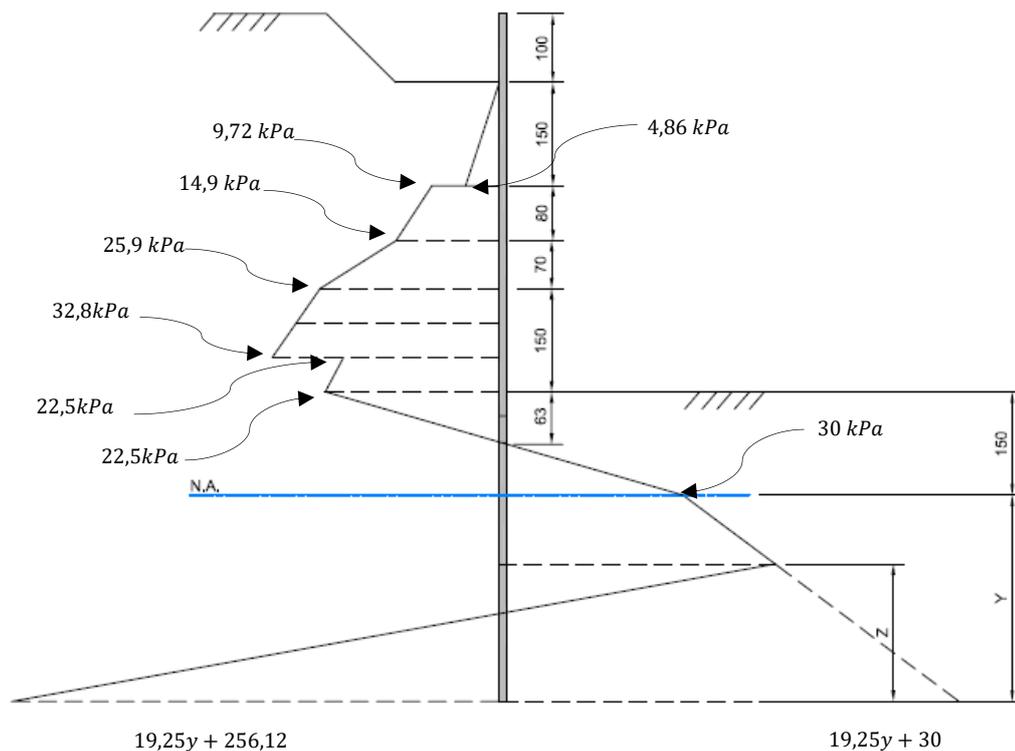
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) = 0,41$$

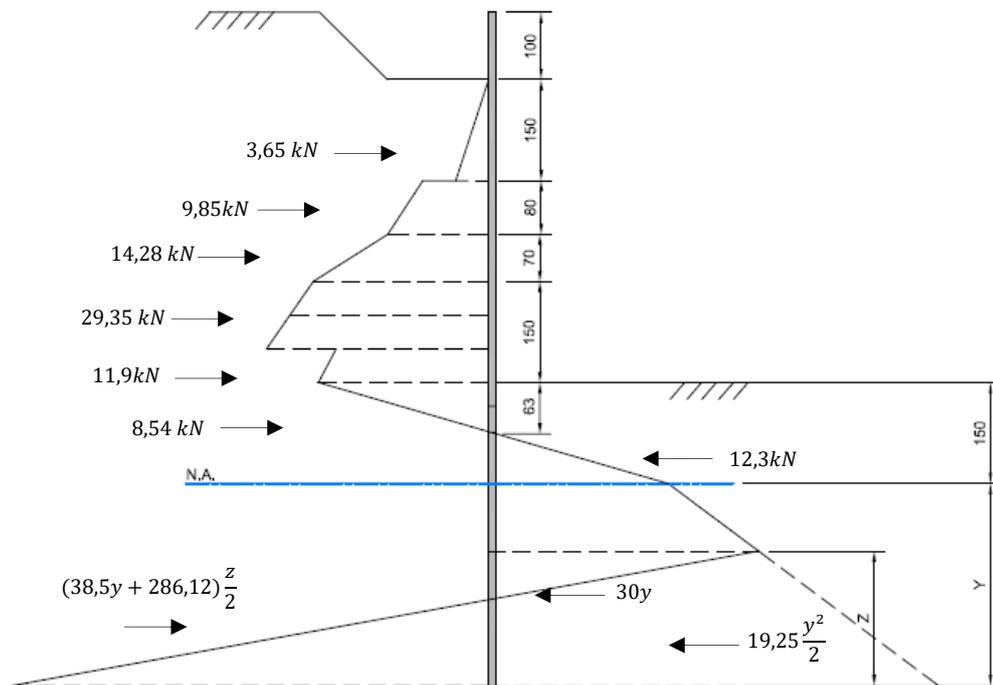
$$2.c.\sqrt{k_a} = 2 \times 5,0 \times \sqrt{0,41} = 4,06 \text{ kPa}$$

Camada 4:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{37}{2} \right) = 0,25$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{37}{2} \right) = 4,02 \Rightarrow \frac{K_p}{2} = 2,0$$





$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 65,27 - 30y - 19,25 \cdot \frac{y^2}{2} + (38,5y + 286,12) \cdot \frac{Z}{2}$$

$$Z = \frac{2 \cdot (30y + 9,63y^2 - 65,27)}{(38,5y + 286,12)}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{Base} = 0 \Rightarrow & [3,65 \cdot (5 + y)] + [9,85 \cdot (4,07 + y)] + [14,28 \cdot (3,31 + y)] + [29,35 \cdot (2,48 + y)] \\ & + [11,9 \cdot (1,75 + y)] + [8,54 \cdot (1,27 + y)] - [12,3 \cdot (0,27 + y)] - \left[30 \frac{y^2}{2} \right] - \left[19,25 \cdot \frac{y^3}{6} \right] \\ & + \left[(38,5 \cdot y + 286,12) \frac{Z^2}{6} \right] = 0 \end{aligned}$$

Assim, o valor de y para que satisfaça a equação acima é de $y = 4,5m$

A ficha necessária é de $(y+1,5)$: 6,0m (F.P./F.A.=1,08)

- Determinação do momento fletor máximo:

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow 65,27 - 30x - 19,25 \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow 9,63x^2 + 30x - 65,27 = 0$$

$$x = \frac{-30 \pm \sqrt{30^2 + (4 \cdot 9,63 \cdot 65,27)}}{19,25} = \frac{-30 \pm 58,43}{19,25} = \begin{cases} 1,47m \\ -4,40m \end{cases} \Rightarrow x = 1,47m$$

$$\begin{aligned} M_{max} = & [3,65 \cdot 6,47] + [9,85 \cdot 5,54] + [14,28 \cdot 4,78] + [29,35 \cdot 3,95] + [11,9 \cdot 3,22] + [8,54 \cdot 2,74] \\ & - [12,3 \cdot 1,74] - [44,1 \cdot 0,74] - [20,8 \cdot 0,49] = 324,09 - 64,23 = 259,77 \text{ kN.m/} \end{aligned}$$

ANEXO G - Resultados das análises numéricas.

- Seção S-01

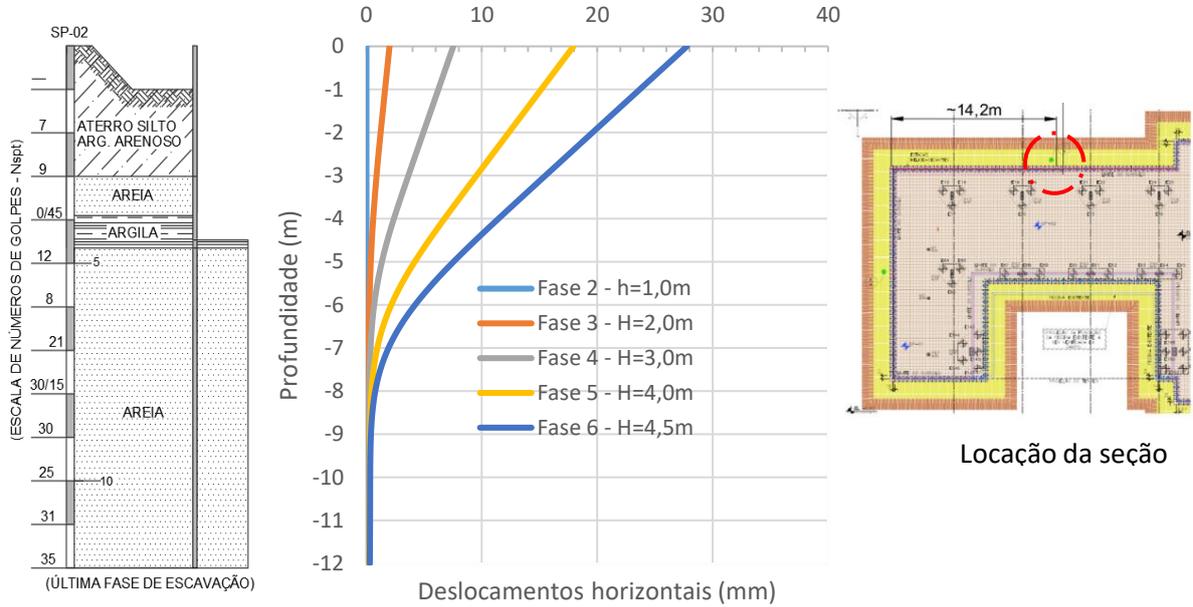


Figura G- 1: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-01 – Modelo HS.

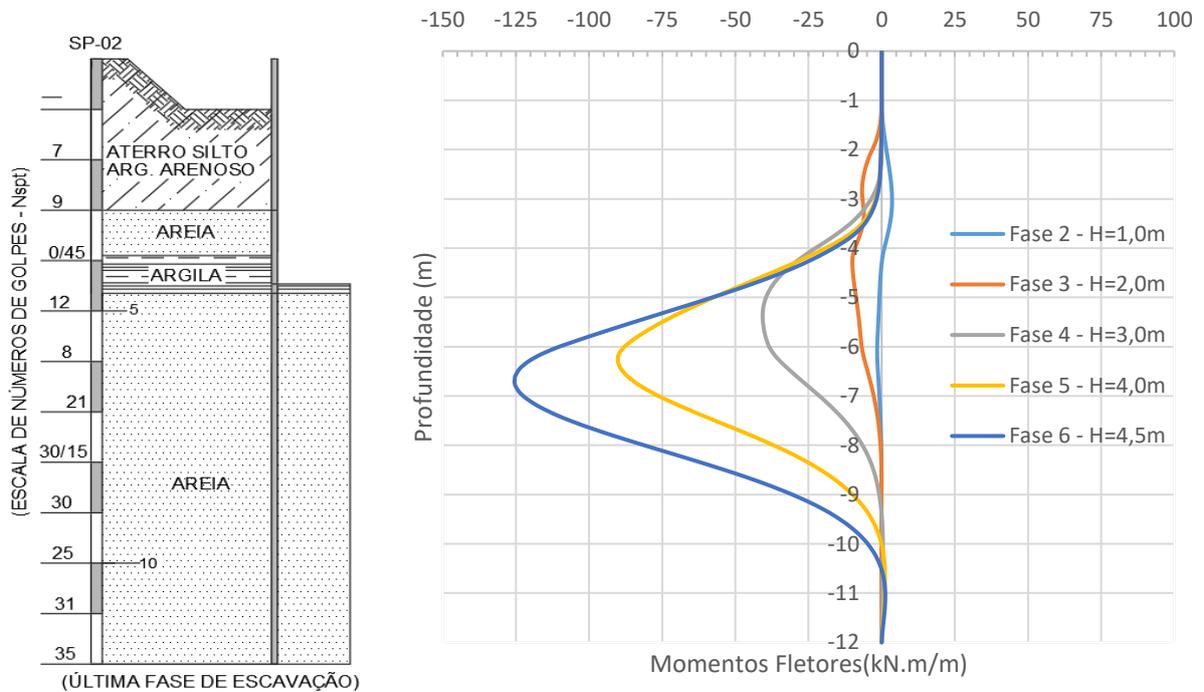


Figura G- 2: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-01 – Modelo HS.

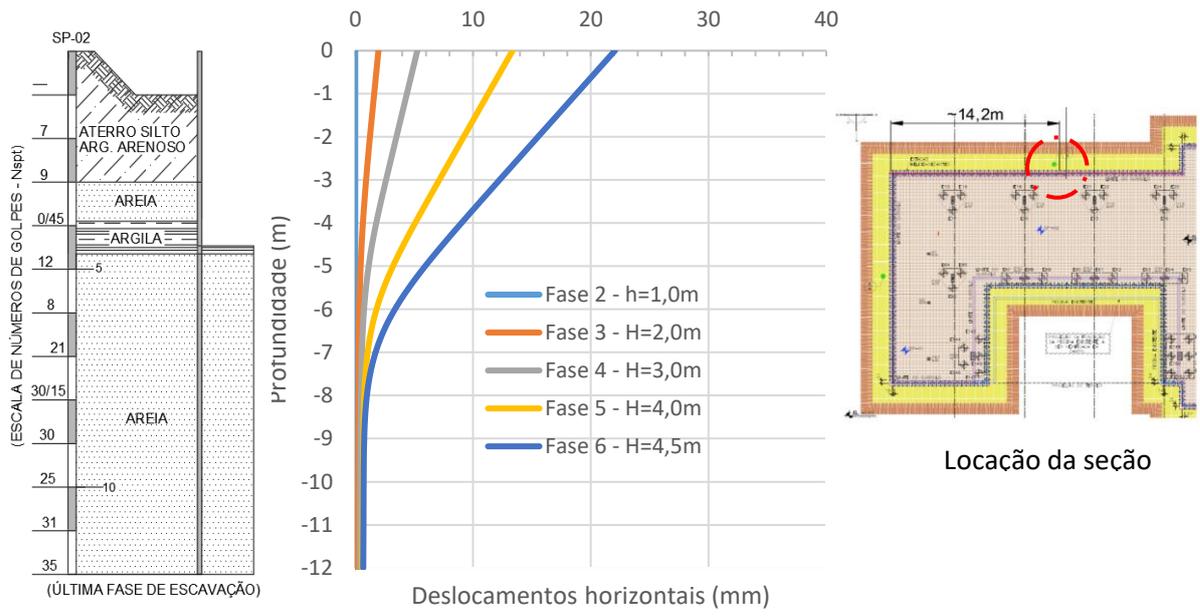


Figura G- 3: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-01 – Modelo MC.

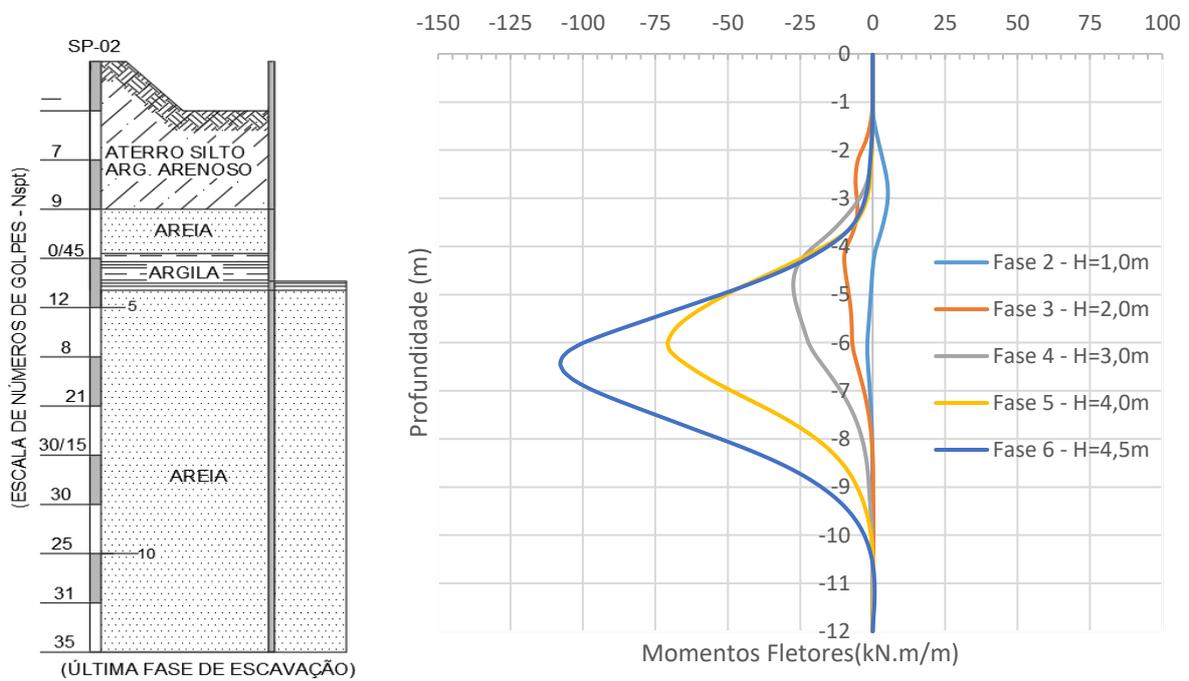


Figura G- 4: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-01 – Modelo MC.

- Seção S-02

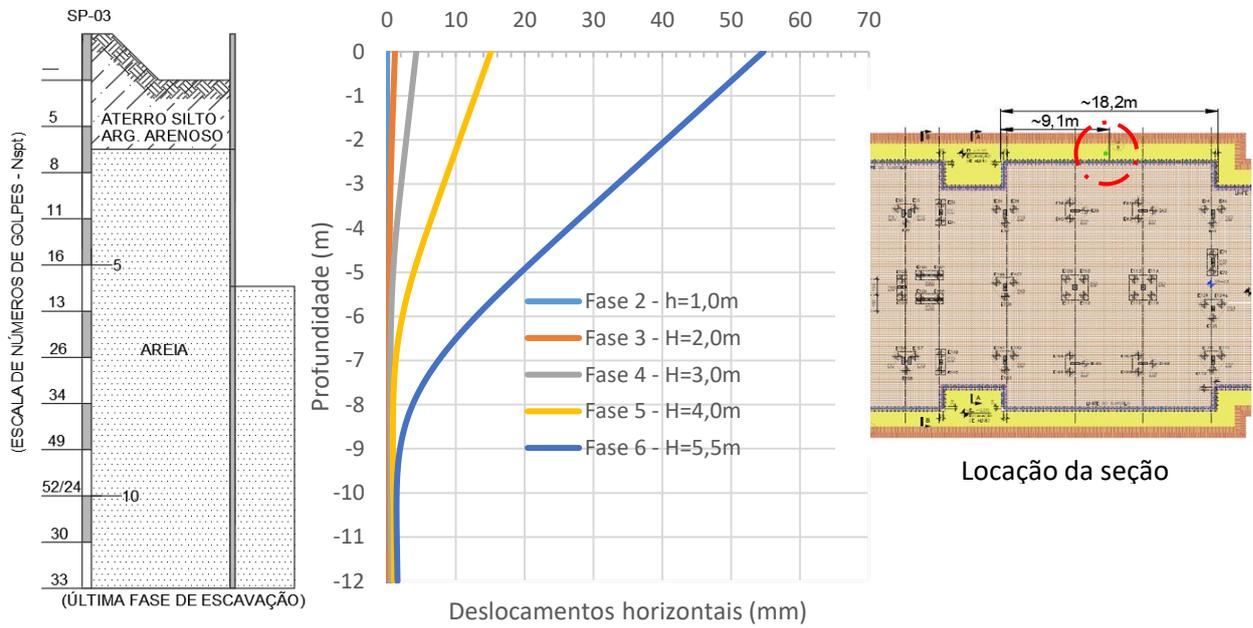


Figura G- 5: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-02 – Modelo HS.

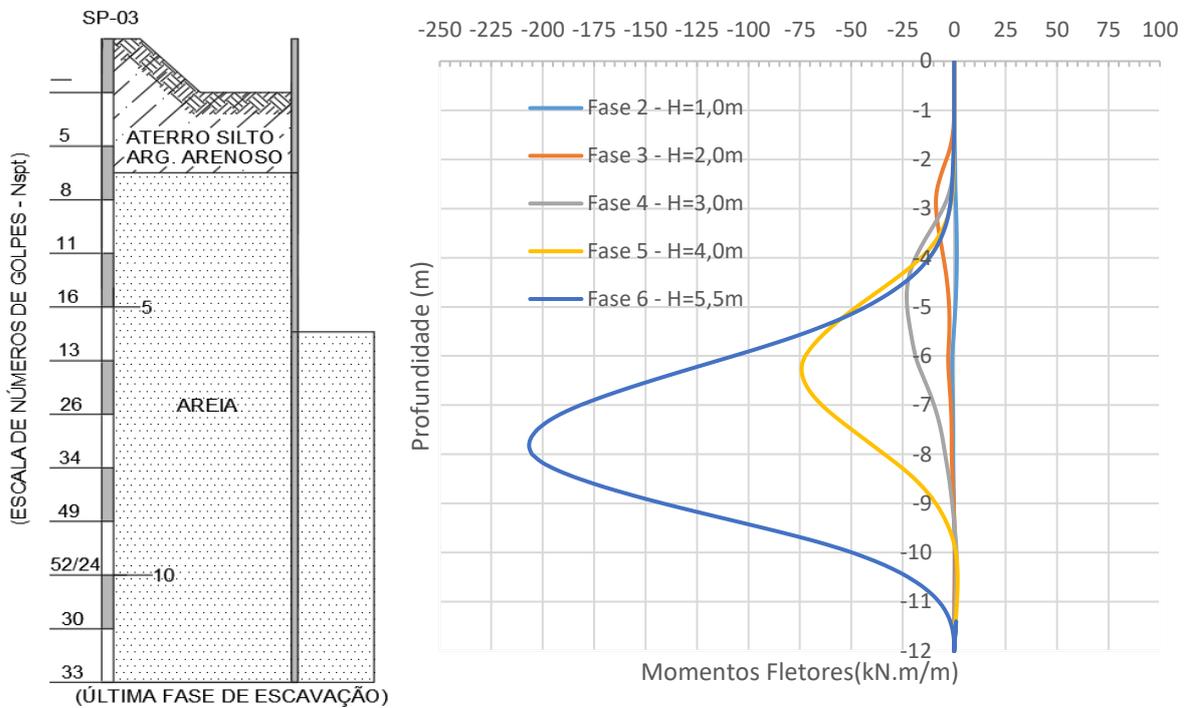


Figura G- 6: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-02 – Modelo HS.

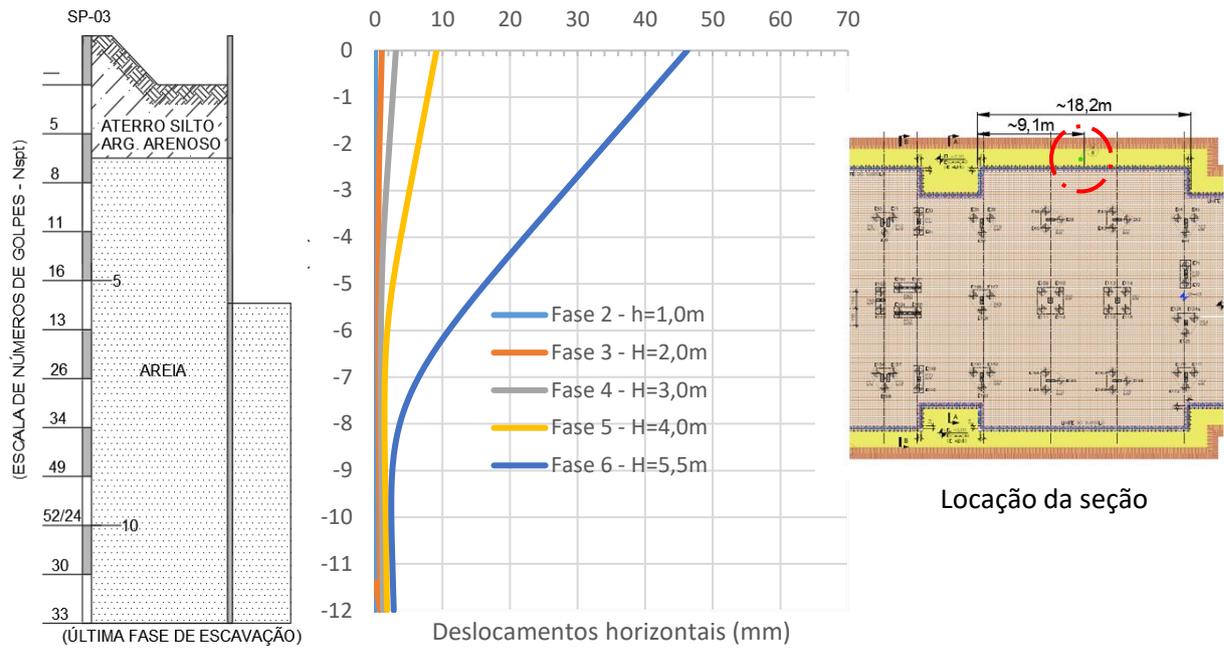


Figura G- 7: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-02 – Modelo MC.

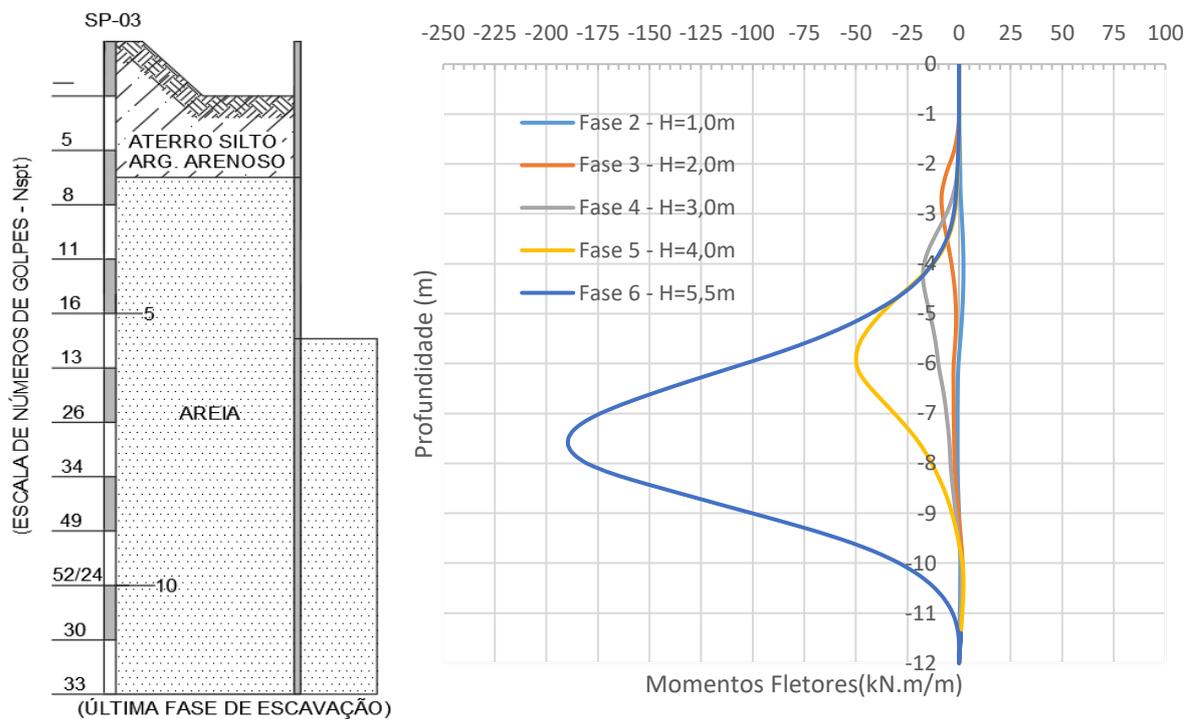


Figura G- 8: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-02 – Modelo MC.

- Seção S-03/07

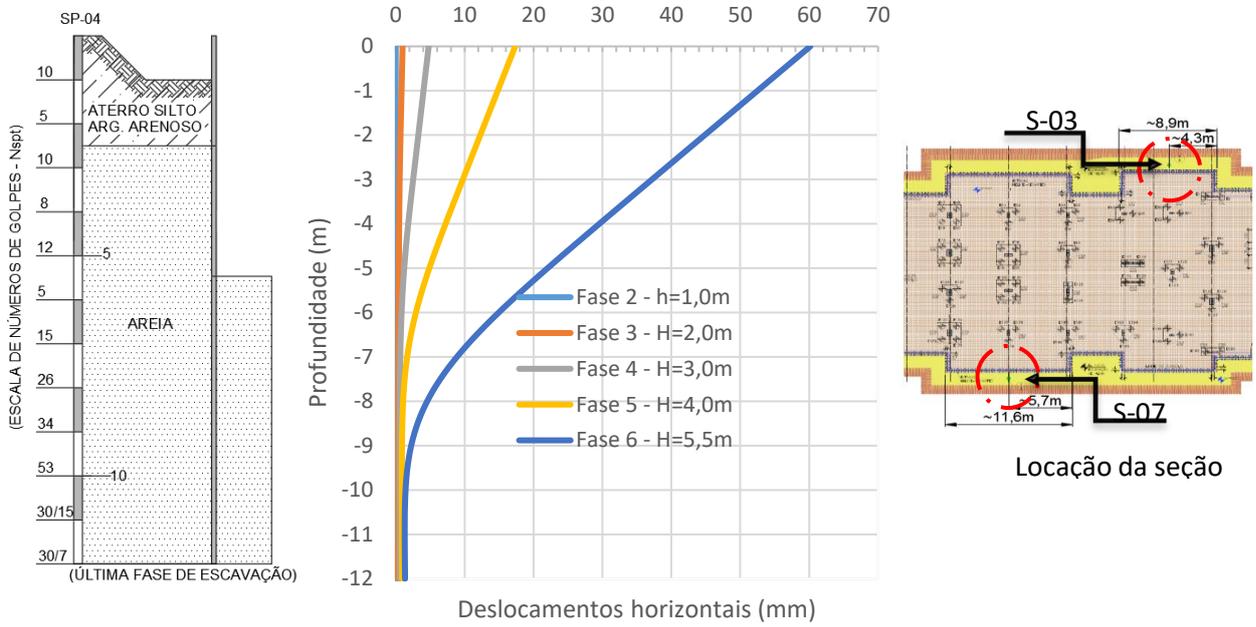


Figura G- 9: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-03/07 – Modelo HS.

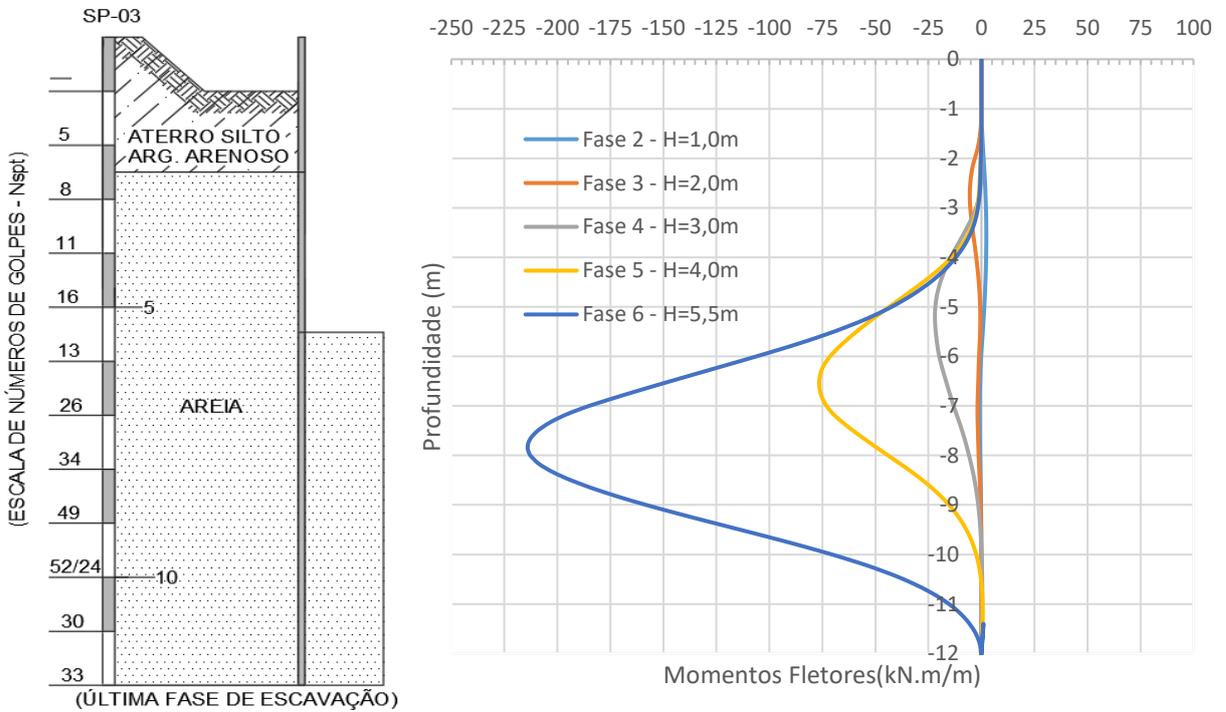


Figura G- 10: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-03/07 – Modelo HS.

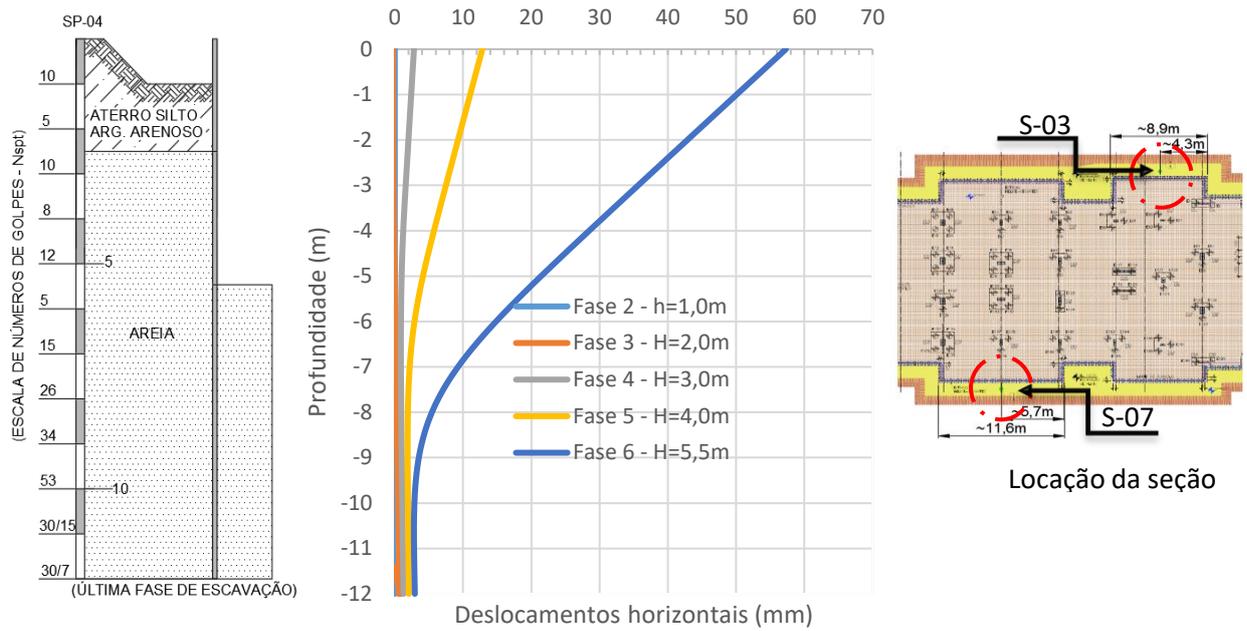


Figura G- 11: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-03/07 – Modelo MC.

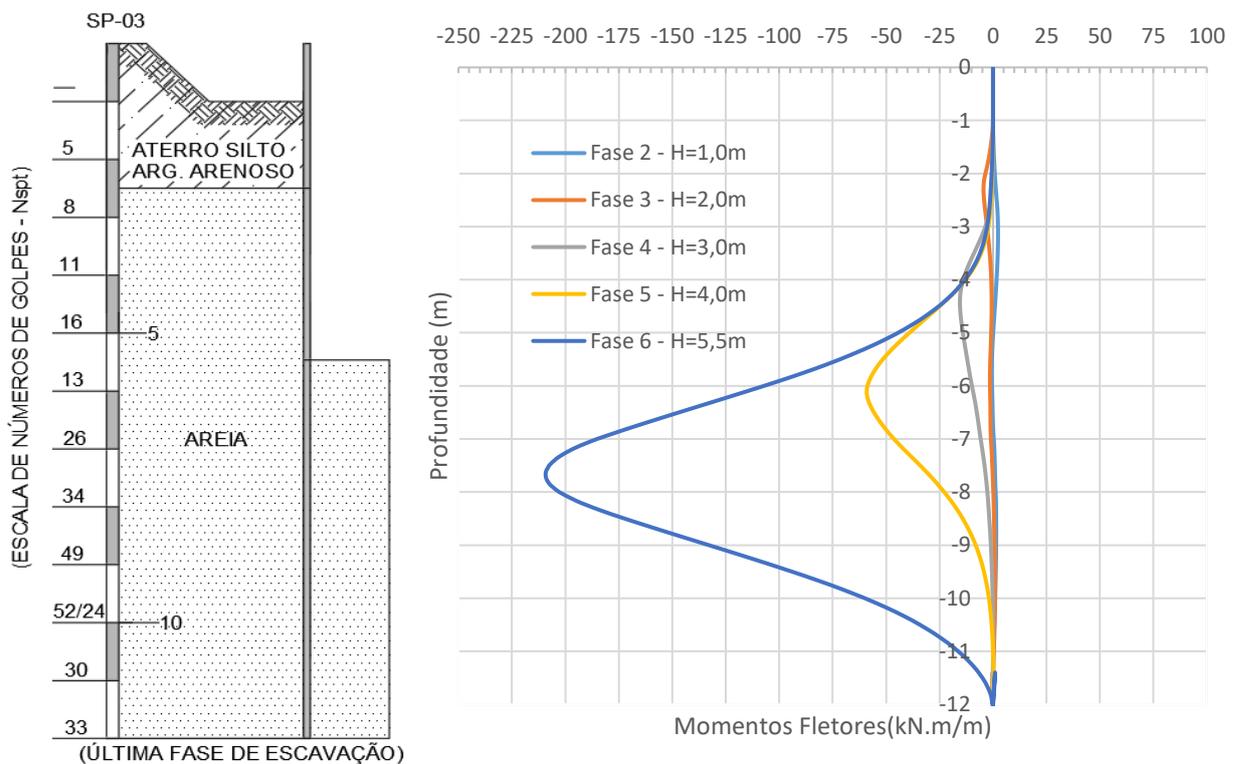


Figura G- 12: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-03/07 – Modelo MC.

- Seção S-04

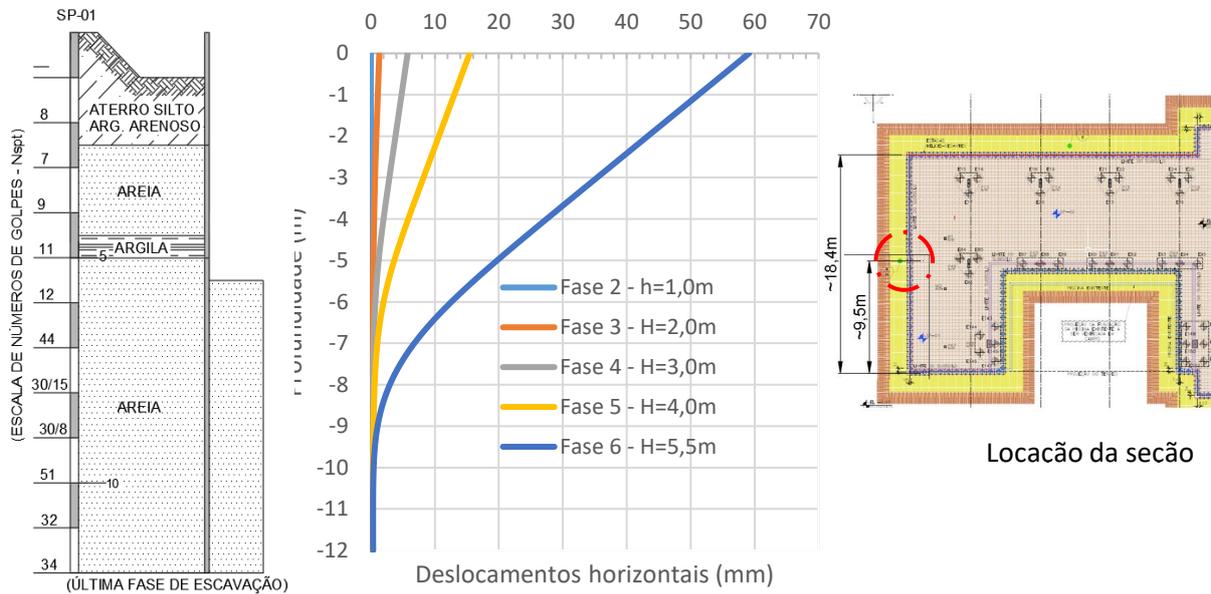


Figura G- 13: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-04 – Modelo HS.

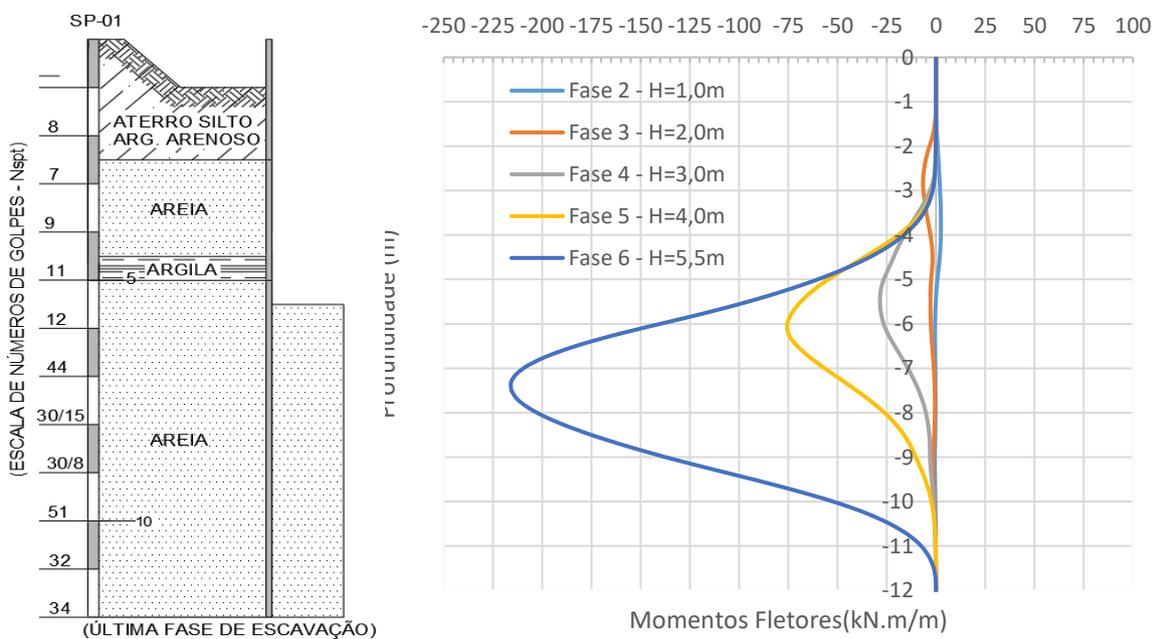


Figura G- 14: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-004 – Modelo HS.

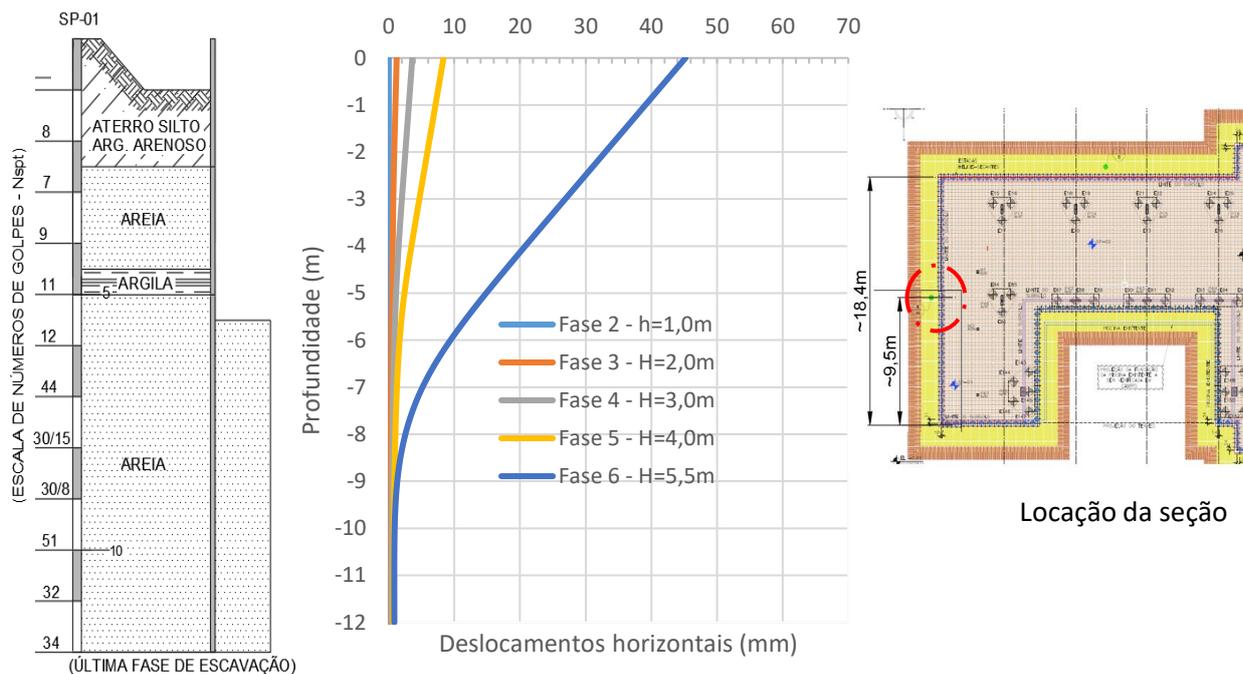


Figura G- 15: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-04 – Modelo MC.

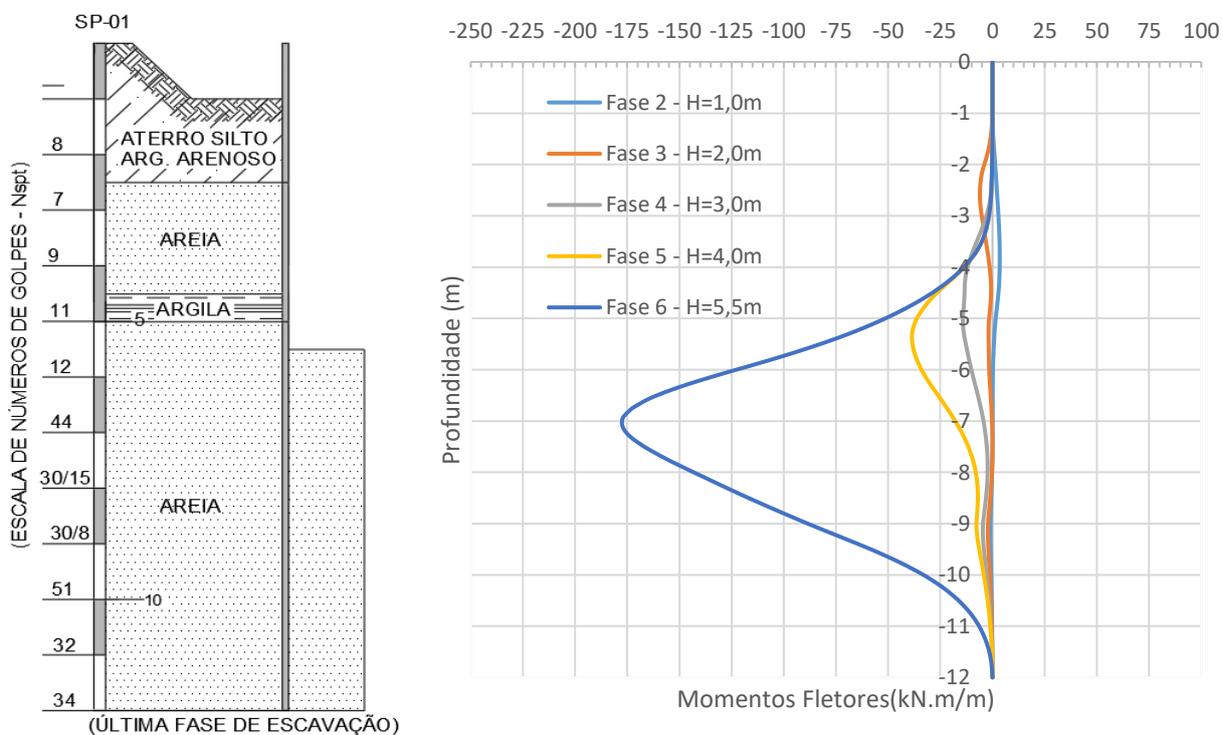


Figura G- 16: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-04 – Modelo MC.

• Seção S-05

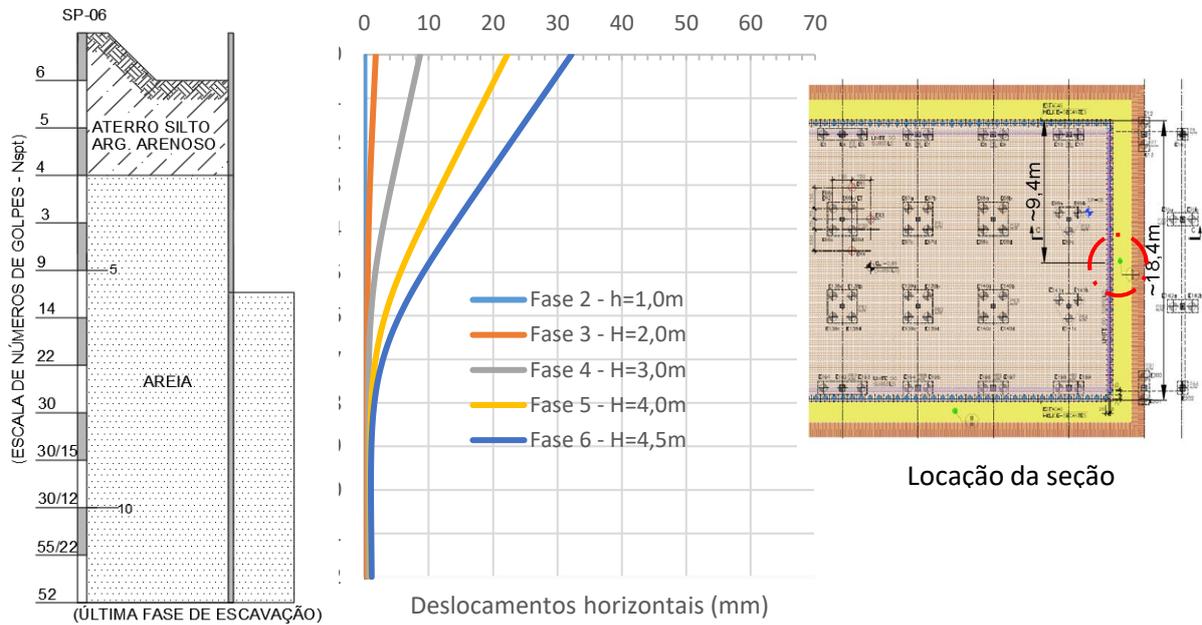


Figura G- 17: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-05 – Modelo HS.

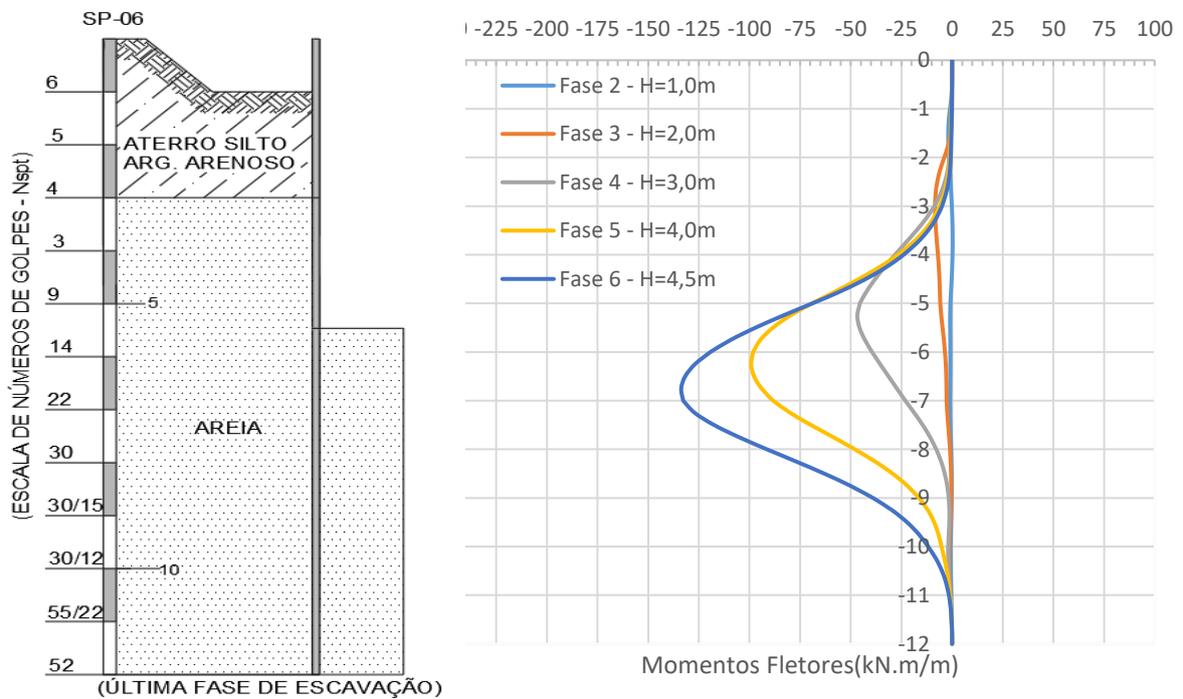


Figura G- 18: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-05 – Modelo HS.

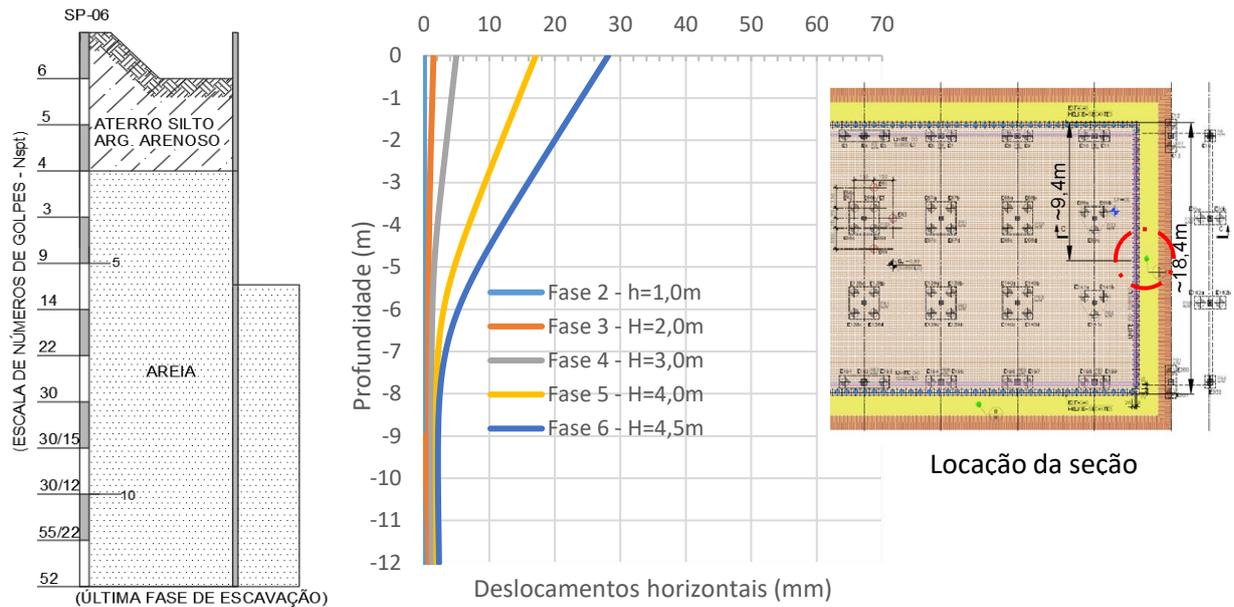


Figura G- 19: Deslocamentos horizontais - Fases 2 a 6 - Seção S-05 – Modelo MC.

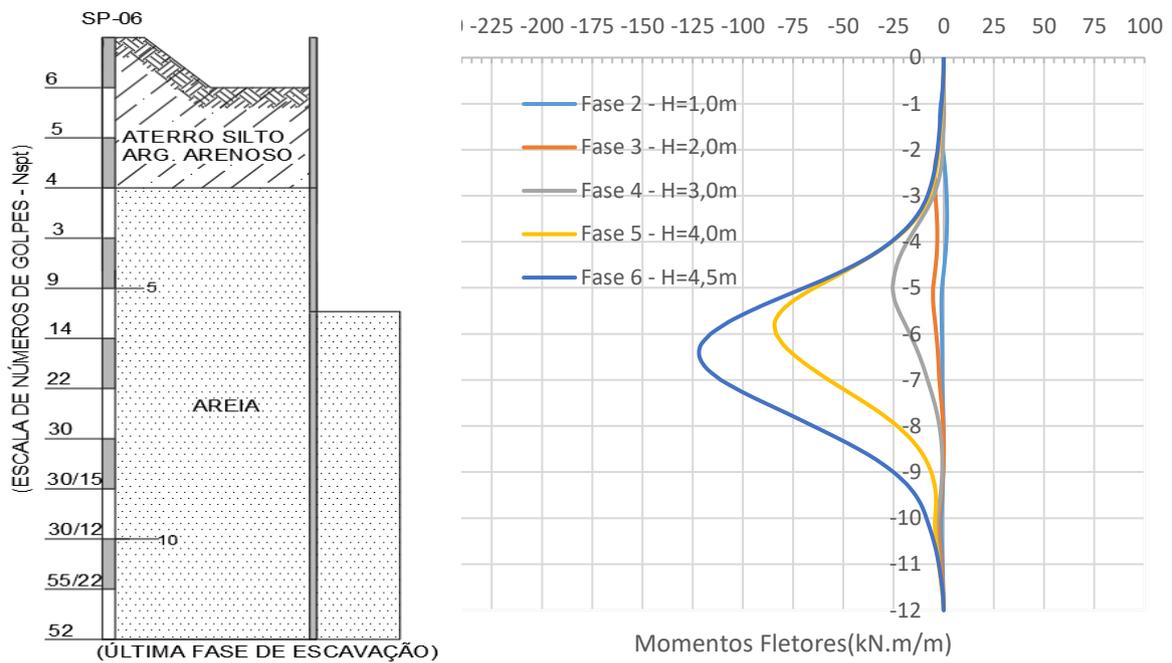


Figura G- 20: Momentos Fletores - Fases 2 a 6 - Seção S-05 – Modelo MC.

ANEXO H: Relação entre deslocamentos horizontais e recalques máximos

HSIEH E OU, (1998), propuseram uma relação entre o máximo deslocamento horizontal e o recalque máximo oriundo dos serviços de escavação. A Figura H1 apresenta a proposta dos autores citados anteriormente. Com o objetivo de comparar os resultados dos modelos numéricos com a proposta de HSIEH E OU (1998), foram analisadas tais relações para as seções S-01 a S-04, considerando os modelos MC e HS. Os resultados encontram-se reunidos na Figura H2.

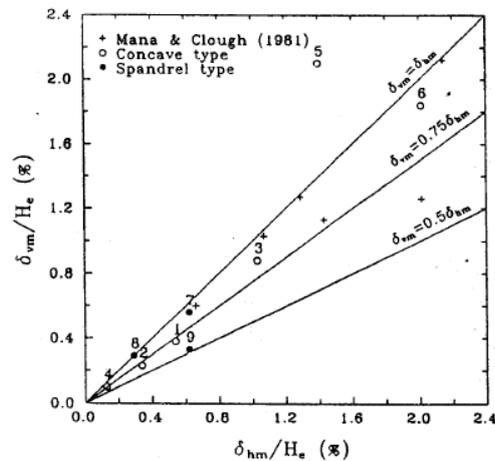


Figura H 1: Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} (HSIEH E OU, 1998).

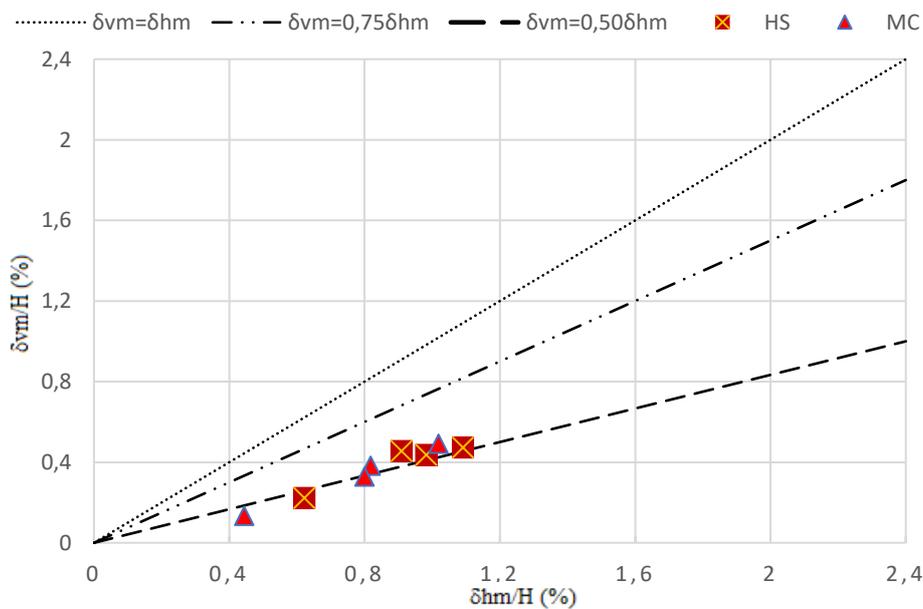


Figura H 2: Relação entre δ_{vm} e δ_{hm} - Modelos numéricos HS e MC

É possível observar que os resultados oriundos dos modelos HS e MC se apresentaram próximos a reta representativa da relação $\delta v_m = 0,5\delta h_m$, indicando que para os modelos numéricos aqui analisados o recalque máximo na superfície adjacente a escavação foi de aproximadamente a metade do deslocamento horizontal da cortina.