



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Eduardo Padilha Carpes

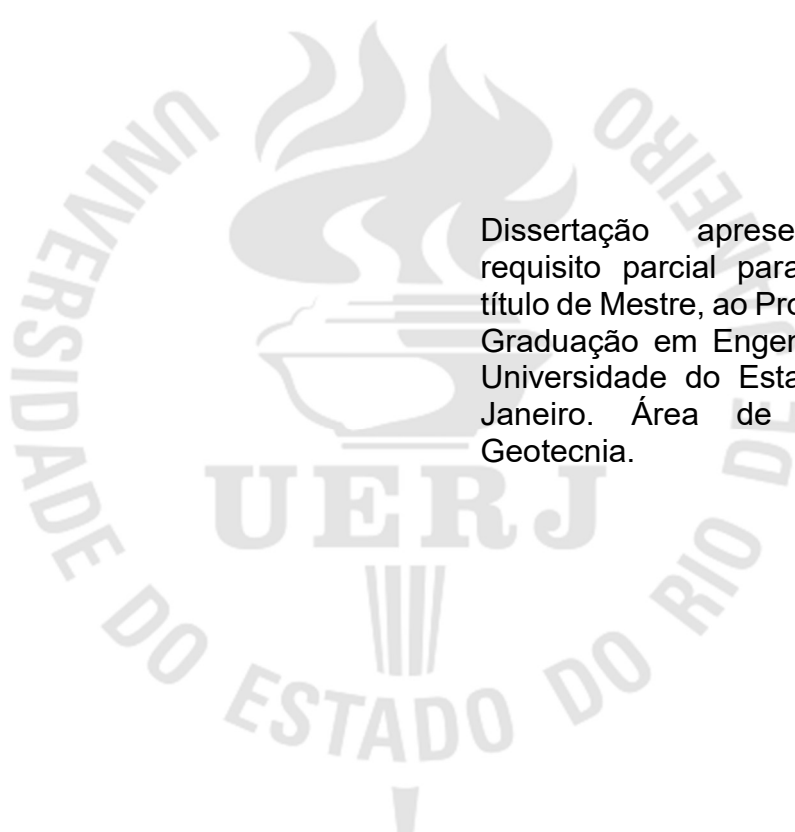
**Escavações com paredes rígidas com diferentes níveis de apoios –
estudo de caso**

Rio de Janeiro

2017

Eduardo Padilha Carpes

Escavações com paredes rígidas com diferentes níveis de apoios – estudo de caso



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadoras: Prof.^a Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc

Prof.^a Denise Maria Soares Gerscovich, D.Sc

Rio de Janeiro

2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C294 Carpes, Eduardo Padilha.
Escavações com paredes rígidas com diferentes níveis de apoio – estudo de caso / Eduardo Padilha Carpes. – 2017.
192f.

Orientadores: Bernadete Ragoni Danziger e Denise Maria Soares Gerscovich.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Escavação - Teses. 3. Geologia - Teses. 4. Ancoragem (Engenharia de estruturas) - Teses. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.15

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Eduardo Padilha Carpes

**Escavações com paredes rígidas com diferentes níveis de apoios –
estudo de caso**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre, ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 05 de setembro de 2017.

Banca Examinadora:

Profa. Dra. Bernadete Ragoni Danziger (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Profa. Dra. Denise Maria Soares Gerscovich (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcus Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcos Barreto de Mendonça
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Escola Politécnica, UFRJ

Rio de Janeiro

2017

DEDICATÓRIA

Dedico aos meus pais, que foram os que mais investiram na minha educação, e os que ficarão mais felizes com esta conquista. E óbvio, a minha filha, o amor da minha vida, que tem como sonho virar uma cientista.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente as minhas orientadoras Prof. Bernadete Ragoni Danziger e Prof. Denise Gerscovich, pelos ensinamentos sobre tensões.

A todos os professores do PGECIV, em especial para, Prof. Marcus Pacheco, Prof. Ana Cristina, Prof. Armando Prestes e Prof. Bruno Lima por todos os ensinamentos dentro e fora de sala de aula.

Aos colegas da minha turma do Mestrado que ajudaram principalmente na conclusão das matérias, em especial Flávia Santos e Samuel Almeida.

Aos colegas de mestrado que contribuíram com a dissertação, Marcelle Brandão, Karolyn Santos, Guilherme Pereira, João Pedro Campos e Caio Duque.

Ao Engenheiro Roberto Almeida da empresa Casenge, por autorizar esta pesquisa e fornecer os dados necessários para tal.

Aos Engenheiros José Roberto Brandt e Leonardo Marques da Geoprojetos, também pela liberação para a utilização dos dados dos inclinômetros, essenciais para esta pesquisa.

Aos sócios diretores da empresa Consultrix Consultores Associados, Eduardo Couso, Milton Golombeck e Marcelo Ferreira, e também ao sócio Rafael Impellizieri, pela liberação para frequentar as aulas do mestrado, além claro, por todo o ensinamento.

Ao engenheiro da Consultrix Renan Rossetti, e aos ex-engenheiros também da Consultrix Lauro Iwanaga, Gláucio Cerqueira, Everton Guebara, e Régis Bittencourt pela contribuição que deram a esta pesquisa.

A todos aqueles que contribuíram direta e indiretamente para a realização deste trabalho.

Todo problema tem solução... Se não tem solução, não tem problema.

Para solucionar qualquer problema, deve-se concentrar na solução, e não no
problema.

Patch Adams

RESUMO

CARPES, Eduardo P. *Escavações com paredes rígidas com diferentes níveis de apoio – um caso de obra*. 2017. 192 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

O estudo de cortinas de contenção com vários níveis de apoio costuma ser feito na prática com base nos métodos clássicos de dimensionamento por equilíbrio limite. Para cortinas rígidas com mais de um nível de apoio, é comum se calcular a resultante dos empuxos pela teoria de Rankine e, em seguida, se uniformizar o diagrama de Rankine para a determinação dos esforços na cortina e reação nos diferentes níveis de apoios. Alguns autores já consideram que a redistribuição de tensões ocorre já nas etapas iniciais de execução, com apenas um nível de apoio. Esta pesquisa procurou estudar o assunto com mais detalhe, verificando as sugestões dos diferentes autores e realizando uma análise de sensibilidade incorporando diferentes ferramentas de cálculo em diferentes etapas executivas. Entre estas ferramentas foram incluídas aquelas que utilizam os métodos simples de cálculo manual, programas que focam a resolução pelos métodos clássicos, programas que se baseiam no método da viga sobre base elástica e métodos numéricos. No caso dos métodos numéricos, foram comparados dois diferentes modelos constitutivos do solo no programa Plaxis 2D. Em sequência, foi analisado um estudo de caso de um extenso subsolo executado no Rio de Janeiro, contemplando o acompanhamento dos deslocamentos horizontais através da realização de controle de inclinometria para avaliação do comportamento durante a execução. Todas as ferramentas disponíveis foram utilizadas na previsão do comportamento desta obra e seu comportamento comparado às previsões com as diferentes ferramentas de cálculo. Várias conclusões foram obtidas pelo autor, que procurou evidenciar as vantagens dos modelos simples, suas limitações, bem como o confronto entre os diferentes modelos de fluxo previstos. Os resultados previstos, comparados à instrumentação, possibilitou a confirmação do potencial das análises numéricas e, ainda, da capacidade das ferramentas consagradas na prática, como norteadoras das concepções iniciais de projeto.

Palavras-chave: Paredes Rígidas; Tensões Horizontais de Terra; Escavações; Método dos Elementos Finitos; Instrumentação.

ABSTRACT

CARPES, Eduardo P. Excavations with rigid embedded walls with different support levels – case study. 2017. 192 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

The study of rigid walls for excavation support with various support levels is usually performed based on the classical methods of limit equilibrium design. For rigid walls with more than one support, it is common to calculate the resultant of the horizontal stresses by Rankine's theory and then to uniformize the Rankine diagram for the determination of the flexural moments and reaction forces at different support levels. Some authors consider the redistribution of horizontal stresses occurring since the initial stages, with only one level of support. This research intended to study this subject in more detail, verifying the suggestions from different authors and performing a sensitivity analysis incorporating different calculation tools in different excavation stages. These tools included those using simple manual calculation methods, programs focusing on resolution by classical methods, programs based on the elastic beam reaction and also numerical methods. In the case of numerical methods, two different constitutive soil models were compared in the Plaxis 2D program. In the sequence, a case study of an extensive subsoil executed in Rio de Janeiro was analyzed, including the monitoring of the horizontal displacements through inclinometer readings. The instrumentation aimed at controlling the behavior of the excavation during the whole execution. All available tools were used to predict the behavior of this excavation compared to the estimated behavior using the different calculation tools. Several conclusions were obtained by the author, who focused the advantages of the simple models, their limitations, as well as the comparison between the different models to predict the flow pattern. The expected results, compared to the instrumentation, allowed the confirmation of the excellent performance of the excavation site as well as the potential of the numerical analyzes and the ability of the simple and common tools still used in practice as guiding the initial excavation design.

Keywords: Rigid Walls; Horizontal Earth Pressures; Excavations; Finite Element Method; Instrumentation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Escavações: a) A céu aberto; b) Com execução de estacas, adaptado de Ou (2006).	22
Figura 2 – Estacas de concreto: a) Justaposta; b) Secante; c) Parede diafragma, adaptado de Potts, 2003.	23
Figura 3 – Estacas metálicas: a) Estaca Prancha; b) perfil metálico com pranchamento, adaptado de Ou, 2006.....	24
Figura 4 – Tipos de contenções. a) Ancorado no nível da escavação; b) Uma linha de escoras c) Várias linhas de escoras; d) Um tirante protendido; e) Vários tirantes protendidos, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001	25
Figura 5 – Comportamento da cortina: a) Flexível; b) Perfeitamente rígida (Ehrlich, 1987)	28
Figura 6 – Distribuição de tensões com a rigidez do apoio variando. a) Pouco rígido; b) Rígido; c) Extremamente rígido (Lambe e Whitman, 1969)	29
Figura 7 – Tipo de movimento da Cortina. a) Rotacionado por baixo; b) Rotacionado por cima; c) Movimento translacional (Weissenbach et. al., 2002).....	30
Figura 8 – Diagrama normalizado para cada tipo de movimento (Weissenbach et. al., 2002)	31
Figura 9 – Princípio do arqueamento do solo (Caputo, 1983).....	32
Figura 10 – Variação de k_a depende do tipo de movimento e da profundidade, adaptado de Weissenbach et. al., 2002	33
Figura 11 – Redistribuição de tensões considerando área equivalente. Procedimento usual para determinação da tensão horizontal ativa, Gerscovich et al., 2016.....	34
Figura 12 – Concentração de tensões próximo ao apoio (adaptada de Verdeyen e Roisin, 1952)	35
Figura 13 – Construção gráfica do diagrama de empuxo aparente, proposta por Verdeyen e Roisin (1952).....	36
Figura 14 – Cortina com um nível de apoio localizado no topo. a) Seção transversal da escavação; b) Deformação da cortina; c) Distribuição das tensões horizontais, adaptado de Weissenbach et. al., 2002	38
Figura 15 – Cortina com um nível de apoio localizado abaixo da superfície do terreno (Weissenbach et. al., 2002).....	38

Figura 16 – Recomendações da EAB para estacas de concreto e estacas prancha com um único ponto de apoio (Weissenbach et. al., 2002).....	39
Figura 17 – Recomendações da EAB para cortinas de concreto e estacas prancha com dois níveis de apoio (Weissenbach et. al., 2002)	39
Figura 18 – Recomendação da EAB para cortinas de concreto e estacas prancha com vários níveis de apoio (Weissenbach et. al., 2002)	40
Figura 19 – Método de Terzaghi e Peck para cortinas flexíveis, Velloso e Lopes, 1975	41
Figura 20 - Diferença na superfície de cisalhamento real e da proposta pela teoria de Coulomb, conforme Ou (2006).....	42
Figura 21 – Comparação do valor do k_p entre as metodologias propostas por Rankine, Coulomb e Caquot-Kerisel	42
Figura 22 – Método do apoio livre. Resultante das tensões e diagrama de momentos fletores (manual do Geo5 – Projeto de contenções)	44
Figura 23 – Método do apoio fixo. Resultante das tensões na parede e diagrama de momentos fletores (manual do Geo5 – Projeto de contenções).....	45
Figura 24 – Movimentação da água no solo – caso hidrostático. Solo permeável sobrejacente a um solo pouco permeável. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981).....	46
Figura 25 – Fluxo livre em solos homogêneos. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981).....	46
Figura 26 – Fluxo confinado. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981)	47
Figura 27 – Fluxo em solo com presença de lente pouco permeável contínua. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981).....	47
Figura 28 - Fluxo em solo com presença de lente pouco permeável descontínua (Kaiser e Hewitt, 1981).....	48
Figura 29 – Fluxo em solo anisotrópico ($K_v \neq K_h$). Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981).....	48
Figura 30 – Sistema de rebaixamento de água por ponteiros (Ou, 2006).....	49
Figura 31 – Rebaixamento do lençol por estágios (Ou, 2006)	49
Figura 32 – Exemplos de problemas geotécnicos, adaptado de Potts e Zdravkovic, 1999	51
Figura 33 – Estabilidade. a) Local; b) Global; c) Vizinhos, adaptado de Potts e Zdravkovic, 1999	52

Figura 34 – Interface do programa GEO5 – Projeto de Contenções, aba Det. de pressão no modelo de Weissenbach et. al. (2002) para um apoio.....	56
Figura 35 – Movimentação da água no solo no programa GEO5 – Projeto de Contenções	56
Figura 36 – Estratigrafia do caso hipotético	57
Figura 37 – Carregamento, diagrama de esforços cortantes, e diagrama de momentos fletores por metro linear no software FTOOL	59
Figura 38 – Esforços na estrutura e valor da ficha mínima pelo programa Geo5 – Projeto de Contenções: a) Escavação em balanço; b) 1 apoio; c) 2 apoios; d) 3 apoios.....	60
Figura 39 – Modelo de Winkler, adaptado de Ou, 2006	64
Figura 40 – Representação do modelo de molas em escavações, adaptado de Ou, 2006	65
Figura 41 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação em balanço.....	68
Figura 42 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação com 1 apoio.	69
Figura 43 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação com 2 apoios.....	70
Figura 44 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação com 3 apoios.....	71
Figura 45 – Comparação entre o modelo de Mohr Coulomb e o comportamento real do solo, adaptado de Gouw, 2014.....	75
Figura 46 – Módulo de elasticidade no descarregamento maior do que no carregamento, adaptado de Gouw, 2014).....	75

Figura 47 – Ensaio de tração do 1º material - sem endurecimento (Veloso et. al. 1998)	76
Figura 48 – Ensaio de tração do 2º material - com endurecimento (Veloso et. al. 1998)	77
Figura 49 – Ensaio de compressão edométrico (Oliveira, 2015).....	77
Figura 50 – Aumento gradativo da superfície de plastificação do critério de Mohr Coulomb (Brinkgreve, 2002).....	78
Figura 51 – Limite da região elástica através da introdução do “cap”, adaptada de Brinkgreve, 2002	79
Figura 52 – Superfície de plastificação do modelo Hardening Soil (Brinkgreve, 2002)	79
Figura 53 – Princípio básico do modelo Hardening Soil, adaptado de Brinkgreve, 2002	81
Figura 54 – Parede dentro da massa de solo.....	82
Figura 55 - Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação em balanço - Plaxis	84
Figura 56 - Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 1 tirante - Plaxis.....	84
Figura 57 – Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 2 tirantes	85
Figura 58 – Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 3 tirantes	85
Figura 59 – Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação em balanço - Plaxis	86
Figura 60 - Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 1 tirantes - Plaxis.....	86
Figura 61 - Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 2 tirantes - Plaxis.....	87
Figura 62 – Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 3 tirantes - Plaxis.....	87
Figura 63 – Tensão horizontal na cortina nos modelos HS e MC para: a)balanço; b) 1 apoio; c) 2 apoios; d) 3 apoios	88
Figura 64 – Fotografia aérea da obra (Google, 2016).....	92

Figura 65 – Vista 1. Vizinhos Av. Olegário Maciel. Edificações comerciais de 2 e 3 pavimentos (Google, 2016)	93
Figura 66 – Vista 2. Vizinho na Av. Érico Veríssimo. Obra com escavação de 4m realizada após a instalação dos tirantes (Google, 2016).....	93
Figura 67 – Vista 3. Vizinho na rua Paulo Assis Ribeiro. Edificação residencial de 4 pavimentos (Google, 2016)	93
Figura 68 – Situação de escavação provisória final (Projeto de contenções, 2015) .	94
Figura 69 – Sequência executiva padrão	96
Figura 70 – Croqui de localização das sondagens, cortes e inclinômetros	101
Figura 71 – Perfil estratigráfico 1 – CORTE AA	103
Figura 72 - Perfil estratigráfico 2 – CORTE BB	104
Figura 73 – Perfil estratigráfico utilizado nas análises.....	105
Figura 74 – Razão entre E/N_{60} e nível de carregamento (Schnaid e Odebrecht, 2012)	109
Figura 75 – Comparação entre os modelos HS do Plaxis e a instrumentação para as situações: a) em balanço; b) 1 apoio; c) 2 apoios; d) 3 apoios.....	116
Figura 76 – Comparação entre os modelos considerando ou não a camada de argila mole para a situação com 3 apoios.....	118
Figura 77 - Estudo de sensibilidade do ângulo de atrito do solo para a situação com 3 apoios.....	119
Figura 78 – Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade do solo para a situação com 3 apoios.....	120
Figura 79 – Estudo de sensibilidade da coesão para a situação com 3 apoios	121
Figura 80 - Estudo de sensibilidade do atrito solo-muro (R_{inter}) para a situação com 3 apoios.....	122
Figura 81 – Estudo de sensibilidade da rigidez do tirante para a situação com 3 apoios.....	123
Figura 82 – Estudo de sensibilidade da sobrecarga para a situação com 3 apoios	124
Figura 83 – Estudo de sensibilidade do valor do K_0 para a situação com 3 apoios	125
Figura 84 - Cálculo das reações no Ftool – Escavação com 1 apoios	142
Figura 85 – Diagrama dos momentos fletores – Escavação com 1 apoio.....	143
Figura 86 - Cálculo das reações no Ftool – Escavação com 2 apoios	145
Figura 87 - Diagrama dos momentos fletores – Escavação com 2 apoios.....	146
Figura 88 – Cálculo das reações no Ftool – Escavação com 3 apoios	148

Figura 89 - Diagrama dos momentos fletores – Escavação com 3 apoios APÊNDICE E – fatores que influenciam a modelagem numérica.....	149
Figura 90 – Influência da rigidez da cortina em 3 situações variando a quantidade de apoios, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001.....	150
Figura 91 – Momento normalizado x Rigidez da parede (Potts e Zdravkovic, 2001)	151
Figura 92 – Deslocamento normalizado x Rigidez da parede (Potts e Zdravkovic, 2001)	151
Figura 93 – Influência da variação da rigidez da cortina (Potts e Zdravkovic, 2001)	152
Figura 94 – Deformada da parede nas situações: a) Balanço com espessura da parede de $d = 30\text{cm}$; b) 1 Apoio $d = 30\text{cm}$; c) Balanço $d = 100\text{cm}$; d) 1 Apoio $d = 100\text{cm}$	154
Figura 95 - Comparação entre a rigidez da parede de espessura $d = 30\text{cm}$, $d = 40\text{cm}$, $d = 60\text{cm}$ e $d = 100\text{cm}$, para situação com 1 apoio	156
Figura 96 – Compatibilidade dos deslocamentos não permite movimento relativos entre o solo e a estrutura (Potts e Zdravkovic, 2001).....	157
Figura 97 – Interface através do uso de elementos contínuos de pequena espessura (Potts e Zdravkovic, 1999)	158
Figura 98 – Interface através do uso de molas descontínuas (Potts e Zdravkovic, 1999)	158
Figura 99 – Interface com elemento de espessura zero (Potts e Zdravkovic, 1999)	158
Figura 100 – Tipos de apoios que diferem na rigidez, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001	160
Figura 101 – Tipos de conexão entre a parede e o apoio, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001	160
Figura 102 – Deslocamentos em ligações: a) fixa; b) engaste, adaptada de Potts e Zdravkovic, 2001	161
Figura 103 – Variação do momento para diferentes ligações, (Potts e Zdravkovic, 2001)	161
Figura 104 – Variação da rigidez do apoio, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001	162
Figura 105 – Geometria do caso hipotético, adaptado de Potts e Fourie, 1984.....	163

Figura 106 – Variação do deslocamento horizontal com a profundidade em uma (a) escavação com $K_0 = 0,5$ e (b) aterro com $K_0 = 2,0$ (Potts e Fourie, 1984).....	163
Figura 107 – Deslocamentos horizontais para (a) $K_0 = 2,0$ e (b) $K_0 = 0,5$, adaptado de Potts e Fourie, 1984	165
Figura 108 – Momentos fletores na parede para (a) $K_0 = 2,0$ e (b) $K_0 = 0,5$, adaptado de Potts e Fourie, 1984	166
Figura 109 – Movimentação do solo atrás da parede para (a) $K_0 = 2,0$ e (b) $K_0 = 0,5$, adaptado de Potts e Fourie, 1984	167
Figura 110 – Vetores de deslocamentos para profundidade de 13,26m para (a) $K_0 = 2,0$ e (b) $K_0 = 0,5$ (Potts e Fourie, 1984).....	168
Figura 111 - Contornos do nível de tensão S para profundidade escavada de 15,26m para (a) $K_0 = 2,0$ e (b) $K_0 = 0,5$, adaptado de Potts e Fourie, 1984	169
Figura 112 – Distribuição da tensão horizontal atrás da parede para (a) $K_0 = 2,0$ e (b) $K_0 = 0,5$, adaptado de Potts e Fourie, 1984	170
Figura 113 – Províncias geomorfológicas da região da Barra da Tijuca e Jacarepaguá.....	171
Figura 114 – Formação em leque aluviais	172
Figura 115 – 1º e 2º Estágios do Holoceno (Maia et al., 1984)	173
Figura 116 – 3º e 4º Estágios do Holoceno (Maia et al., 1984)	174

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros do solo para o estudo hipotético	57
Tabela 2 – Cálculo da tensão efetiva no programa Excel para a situação com 3 apoios.....	58
Tabela 3 – Comparação entre a metodologia de cálculo convencional e o programa GEO5 – Projeto de Contensões para o estudo hipotético.....	61
Tabela 4 – Comparação entre as metodologias de obtenção da ficha mínima.....	62
Tabela 5 - Comparação entre as práticas usuais de redistribuição de tensões no Brasil e na Alemanha	63
Tabela 6 – Valor da rigidez axial do tirante da INCOTEP	83
Tabela 7 – Comparação entre os métodos, para o momento fletor e deslocamento máximo, para as 4 situações estudadas	89
Tabela 8 – Resumo dos parâmetros da cortina.....	97
Tabela 9 – Especificações dos tirantes – projeto de fundações.....	98
Tabela 10 – Rigidez axial do tirante	98
Tabela 11 – Rigidez axial	99
Tabela 12 – Verificação da qualidade das sondagens de acordo com Teixeira (1993)	106
Tabela 13 – Estudo de sensibilidade das correlações, valores de ϕ em graus	108
Tabela 14 – Valores de α e K (Teixeira e Godoy, 1998)	110
Tabela 15 – Valores típicos do Módulo de Deformação (Teixeira e Godoy, 1998) .	111
Tabela 16 – Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade, em função do N_{SPT}	112
Tabela 17 – Resumo dos parâmetros selecionados para o Estudo de Caso.....	112
Tabela 18 – Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade do solo.....	120
Tabela 19 – Cálculo das tensões – Escavação em balanço	136
Tabela 20 – Cálculo do empuxo resultante - Escavação em balanço.....	136
Tabela 21 – Cálculo do empuxo resultante – Escavação em balanço com redução do passivo	138
Tabela 22 – Cálculo das tensões – Escavação com 1 apoio	141
Tabela 23 – Cálculo do carregamento – Escavação com 1 apoio.....	141
Tabela 24 – Cálculo do carregamento – Escavação com 2 apoios.....	145

Tabela 25 – Cálculo das tensões – Escavação com 3 apoios	147
Tabela 26 – Cálculo do carregamento – Escavação com 3 apoios.....	148
Tabela 27 – Distância entre a resultante das tensões horizontais, e a metade da escavação (d).....	154
Tabela 28 – Momento fletor máximo agindo na parede, variação em relação à da parede de 40cm, situação de 1 apoio.	155

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

EAB	<i>Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben</i>
HS	<i>Hardening Soil</i>
MC	<i>Mohr-Coulomb</i>
MDF	<i>Método das diferenças finitas</i>
MEC	<i>Método dos elementos de contorno</i>
MEF	<i>Método dos Elementos Finitos</i>
NA	<i>Nível d'água</i>
NT	<i>Nível do terreno</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	Coesão efetiva do solo
f_{ck}	Resistência característica do concreto
d	Espessura da parede
E_{50}	Módulo de elasticidade para 50% da tensão de ruptura
E_{oed}	Módulo de elasticidade do ensaio oedométrico
E_{ur}	Módulo de elasticidade para o descarregamento
e_{ah}	Tensão horizontal ativa
e_{h0}	Tensão redistribuída maior (Weissenbach)
e_{hu}	Tensão redistribuída menor (Weissenbach)
E_{ah}	Empuxo de terra ativo
f_c	Função de plasticidade
FS	Fator de segurança
H	Altura da escavação
H'	Distância entre o nível do terreno e o ponto de tensões nulas
h	Altura da camada de areia no ensaio hipotético do arqueamento do solo
h_k	Distância do apoio em relação ao nível do terreno
k_a	Coefficiente do empuxo no ativo
k_h	Módulo de reação do subsolo ou coeficiente de recalque horizontal
k_p	Coefficiente do empuxo no passivo
m	Nível de dependência da rigidez em relação ao nível de tensões
$M_{máx}$	Momento máximo
p_0	Tensão inicial agindo na parede antes da escavação
q	Tensão desviadora na ruptura
R_a	Força resultante atuando na parede
SPT	Standard penetration test
U	Poropressão
v	Deslocamento da estrutura
e_{auh}	Tensão horizontal resultante no nível da escavação
V1	Volume de terra que sofre recalque quando a parede se desloca
V2	Volume de terra deslocado lateralmente quando a parede se desloca

V_3	Volume de terra deslocado no fundo da escavação
w	Peso da parede
z	Profundidade na massa de solo
δ	Atrito entre o solo e a parede
γ^p	Deformação volumétrica plástica
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
ν	Coefficiente de Poisson
ψ	Ângulo de dilatância
σ'	Tensão que atua na estrutura deformada
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_h	Tensão efetiva horizontal

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	22
Motivação	25
Objetivos	26
Estrutura da dissertação	27
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
1.1 Forma do diagrama de tensões	28
1.2 Prática Usual Brasileira de Redistribuição de Tensões	34
1.3 Redistribuição segundo Weissenbach et. al.	37
1.4 Metodologia Clássica de Dimensionamento de Parede de Escavação	41
1.4.1 Método convencional de cálculo de cortina em balanço	43
1.4.2 Método do apoio livre	43
1.4.3 Método do apoio fixo	44
1.5 Regime de escoamento da água	45
1.5.1 Sistema de rebaixamento de água.....	49
2 METODOLOGIAS DE CÁLCULO EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS	51
2.1 Análise em Geotecnia	51
2.2 Metodologias de Cálculo	54
2.3 Metodologia Clássica	54
2.3.1 Software GEO5 – Projeto de Contenções.....	55
2.3.2 Cálculo de uma cortina hipotética pelo Método Clássico	57
2.3.3 Redistribuição das tensões conforme EAB e Weissenbach et. al. (2002)....	63
2.4 Método da Viga Sobre Base Elástica – Método da Mola	63
2.4.1 Software GEO5 – Verificações de Contenções.....	65
2.5 Método dos Elementos Finitos - MEF	72
2.5.1 Modelo Mohr Coulomb - Plaxis	73
2.5.2 Modelo Hardening Soil – Plaxis	76
2.5.3 Software Plaxis 2D	82
2.5.4 Cálculo da cortina hipotética pelo Software Plaxis 2D	83
2.6 Comparação entre os métodos	89
3 ESTUDO DE CASO - APRESENTAÇÃO	92
3.1 Descrição da Obra	92

3.2 Rigidez da Parede	97
3.3 Rigidez do tirante	97
3.4 Cronologia	99
3.5 Inclínometria	100
3.6 Caracterização Geotécnica	100
3.6.1 Sondagens a percussão.....	100
3.6.2 Perfis estratigráficos.....	101
3.6.3 Qualidade das Sondagens	105
3.6.4 Parâmetros de resistência.....	107
3.6.5 Parâmetros de deformabilidade	109
4 ESTUDO DE CASO - ANÁLISES	114
4.5 Considerações sobre a camada de argila mole.....	117
4.6 Estudo de sensibilidade do ângulo de atrito do solo (ϕ')	119
4.7 Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade do solo (E_{solo})	120
4.8 Estudo de sensibilidade do valor da coesão (c').....	121
4.9 Estudo de sensibilidade da interação solo-estrutura (R_{inter})	122
4.10 Estudo de sensibilidade da rigidez dos tirantes	123
4.11 Estudo de sensibilidade da sobrecarga.....	124
4.12 Estudo de sensibilidade do coeficiente de empuxo (k_0) do solo	125
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	126
REFERÊNCIAS.....	131
APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO – ESCAVAÇÃO	
EM BALANÇO	135
APÊNDICE B – CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO – ESCAVAÇÃO	
COM 1 APOIO.....	141
APÊNDICE C – CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO – ESCAVAÇÃO	
COM 2 APOIOS	144
APÊNDICE D – CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO – ESCAVAÇÃO	
COM 3 APOIOS	147
APÊNDICE E – FATORES QUE INFLUENCIAM A MODELAGEM NUMÉRICA... 149	
APÊNDICE F – ANÁLISE GEOLÓGICA DA REGIÃO	171
APÊNDICE G – FORMULAÇÃO DO MODELO HIPERBÓLICO DE DUNCAN &	
CHANG (1970)	175
ANEXO A – SONDAGENS.....	178

INTRODUÇÃO

A forma mais econômica e prática de se realizar uma escavação é a céu aberto, mostrada na Figura 1 (a), onde o corte do terreno é feito deixando-se taludes com inclinações que dependem do tipo do solo encontrado. Mas esta solução necessita de espaço para ser realizada, e nos centros urbanos isto quase sempre não é possível. Para conter o maciço de solo durante a escavação, executa-se então, estacas sequenciais de concreto moldadas *“in loco”*, ou crava-se no terreno estacas pré moldadas metálicas, entre outras soluções, Figura 1 (b).

A principal diferença entre a utilização da contenção em parede de concreto ou metálica está na rigidez relativa dos materiais, que confere diferente rigidez ao sistema e repercute na forma como se apresentam os deslocamentos, deformações e tensões do sistema de contenção.

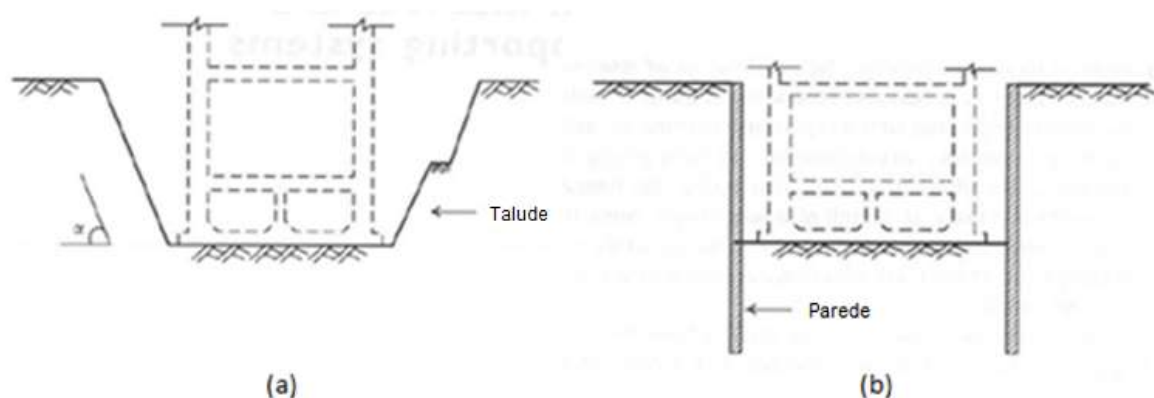


Figura 1 – Escavações: a) A céu aberto; b) Com execução de estacas, adaptado de Ou (2006).

As paredes de concreto normalmente são mais rígidas, como é o caso da parede diafragma, estaca secante, estaca raiz justaposta, apresentadas na Figura 2. Porém, a rigidez pode variar conforme a metodologia executiva utilizada, principalmente com o número de apoios, seu espaçamento e a maior ou menor restrição que estes apoios conferem ao deslocamento do maciço de solo contido.

A parede diafragma é executada em painéis, sempre na ordem sequencial: inicial, sequente e de fechamento, usando nas divisas conectores do tipo macho-

fêmea para permitir a ligação entre as lamelas. Essa ligação garante a continuidade e a rigidez da cortina, podendo ser considerada impermeável. Em alguns casos, em terreno muito resistente, ocorrem desvios entre as lamelas prejudicando a rigidez e gerando infiltrações nas juntas.

Já a estaca raiz justaposta é bem menos rígida, Figura 2a, pois tende a trabalhar de forma isolada. Porém, quando muito bem executada, a argamassa se espalha unindo as estacas. No processo executivo, após a injeção da argamassa, é aplicado ar comprimido, melhorando a continuidade da estrutura. Neste caso, não se pode garantir a impermeabilidade da cortina devido a essa fragilidade das juntas.

As estacas tipo secante são executadas alternadas, conforme Figura 2b, onde a estaca do meio, hachurada, literalmente corta parte das estacas adjacentes. Como essa estaca recebe menos armação do que a parede diafragma, sua rigidez é inferior, mas de qualquer forma garante a continuidade e melhora a impermeabilidade da cortina.

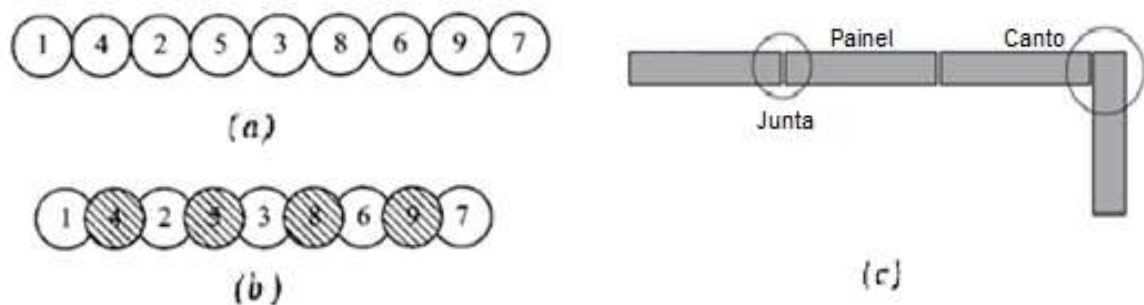


Figura 2 – Estacas de concreto: a) Justaposta; b) Secante; c) Parede diafragma, adaptado de Potts, 2003.

As estacas metálicas são mais flexíveis, podendo se constituir em estacas prancha, perfis ou trilhos metálicos com pranchamento de madeira ou de concreto, que são cravados no terreno por percussão ou vibração, Figura 3.

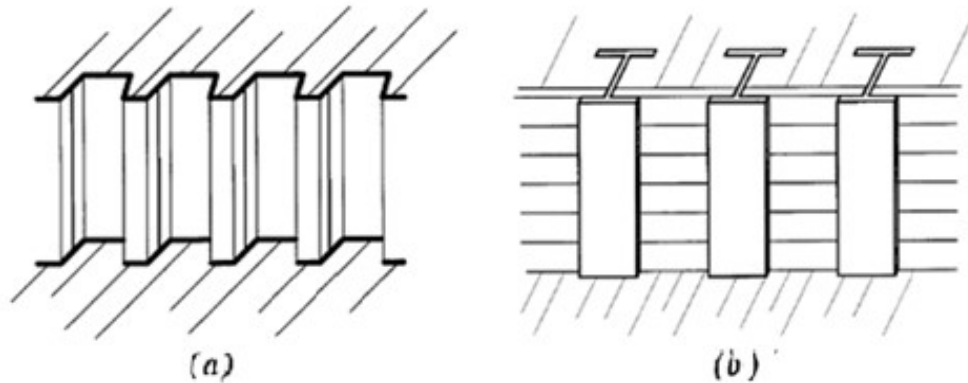


Figura 3 – Estacas metálicas: a) Estaca Prancha; b) perfil metálico com pranchamento, adaptado de Ou, 2006

As principais vantagens da utilização das paredes rígidas de concreto, ao invés de estacas metálicas flexíveis, são:

- i. Menor nível de ruído e menos vibração durante a execução;
- ii. Alcançam uma profundidade superior do que as estacas cravadas;
- iii. Baixa deformação, diminuindo recalque dos vizinhos;

Potts e Fourie (1984) ressaltam que as paredes de concreto rígidas mantêm a estabilidade e evitam deslocamentos excessivos. A magnitude dos deslocamentos dependem da geometria do corte e da parede, das propriedades do solo e da cortina, da posição e quantidade de apoios, do tipo de execução e das tensões iniciais do solo.

Escavações em balanço são utilizadas somente para pequenas alturas de contenção. Para prosseguir com a escavação, são instalados apoios na cortina, que trabalhando sob tração, no caso dos tirantes, e compressão, nas estroncas, diminuem consideravelmente os esforços na parede. São eles: escoras (Figura 4, a, b, c) ou tirantes, em geral protendidos (Figura 4, d, e).

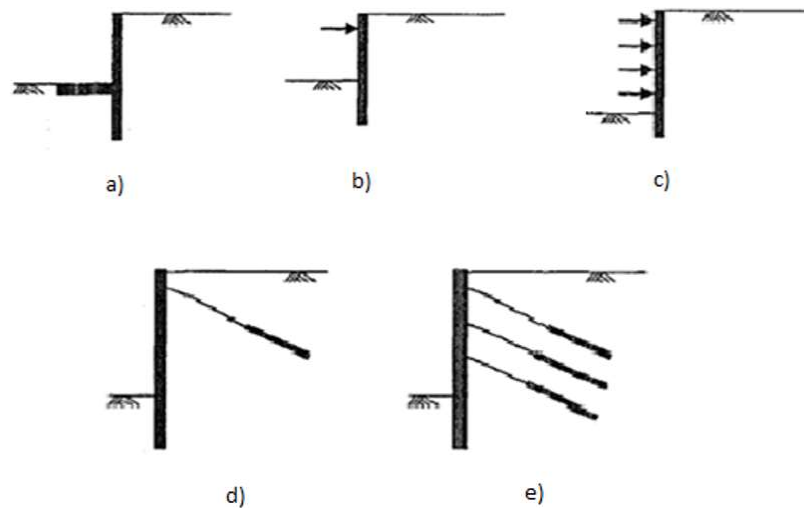


Figura 4 – Tipos de contenções. a) Ancorado no nível da escavação; b) Uma linha de escoras c) Várias linhas de escoras; d) Um tirante protendido; e) Vários tirantes protendidos, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001

A presente pesquisa visa contribuir com o estudo das tensões nas paredes rígidas de escavações, quando são instalados apoios na estrutura. Foi comprovado que dependendo da quantidade de apoios e da rigidez relativa dos mesmos, o comportamento da forma do diagrama das tensões será diferente e, portanto, as teorias clássicas de Rankine e Coulomb não são válidas para esse tipo de situação.

Motivação

O estilo de vida urbano, onde a densidade demográfica nos grandes centros aumentou consideravelmente nos últimos anos, levou a uma especulação imobiliária crescente, elevando consideravelmente o valor do m^2 e dificultando a obtenção de novas áreas para a construção. Somado a isto o fato da legislação limitar a altura dos edifícios, a exploração dos subsolos das cidades tem se tornado uma solução atraente para aumentar a área construída.

A execução de paredes rígidas em concreto é uma excelente solução para execução de subsolos, implantação de estação de metrô, construção de mergulhão, obras portuárias, não apresentando grandes interferências para as construções vizinhas.

O dimensionamento destas paredes, quando se tem vários níveis de apoio, apresentam diagramas de tensões que diferem das teorias tradicionais, como a de Rankine. A possibilidade de analisar os registros dos deslocamentos sofridos pela parede através da leitura dos inclinômetros motivou o autor em proceder uma comparação entre diferentes metodologias de cálculo com o comportamento real de uma obra de contenção para execução de 3 subsolos.

O autor tem como motivação principal contribuir para a segurança das escavações, principalmente devido fato dos estudos contidos nesta pesquisa não serem de conhecimento de parte da comunidade científica, e apresentarem grandes variações nos resultados.

Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo principal o estudo de uma escavação com parede rígida de concreto com diferentes níveis de apoio. O objetivo inicial desta pesquisa é o estudo das tensões nos solos, principalmente pelo fato da instalação dos apoios influenciar a sua redistribuição, além do estudo da movimentação da água no solo, que modifica totalmente os empuxos na parede, dependendo dos condicionantes locais. Posteriormente, serão estudados os diferentes métodos de análise de uma parede de escavação, e realizada uma comparação entre o método clássico analítico com os softwares que utilizam os métodos numéricos: PLAXIS 2D, versão V8.2, que usa o método dos elementos finitos MEF, e o GEO5 versão V7 da GEOFINE, que utiliza o método da viga sob base elástica. A principal característica dos métodos numéricos, em relação à solução clássica de equilíbrio limite, é fornecer os deslocamentos sofridos pela estrutura. Finalmente, esta pesquisa irá comparar os resultados dos deslocamentos gerados pelo programa Plaxis, com os dados fornecidos pela instrumentação da obra através da leitura dos inclinômetros instalados no interior da parede diafragma.

Esta pesquisa visa contribuir para uma maior segurança do sistema de contenção. Com a dificuldade existente em prever o comportamento das tensões atuantes na cortina, os métodos clássicos representam somente uma aproximação da realidade. A expectativa do autor é de que com o aperfeiçoamento dos modelos constitutivos do solo presentes nos programas em elementos finitos seja possível não

só refinar esses cálculos, mas melhor estimar os deslocamentos e assim garantir uma maior segurança para o empreendimento, além de reduzir os seus custos.

Estrutura da dissertação

O presente capítulo fez uma breve introdução sobre os tipos de paredes utilizadas como contenção em escavações rígidas de concreto e suas aplicações e apresentou os objetivos da presente pesquisa.

No capítulo um são apresentados os princípios básicos da análise das tensões nas paredes de contenção de solos, e como estas tensões são redistribuídas após a instalação do primeiro e demais apoios. Serão apresentados os modelos clássicos de cálculo analítico e o proposto por Weissenbach (2002). Também serão apresentadas as principais formas de se considerar o efeito da poropressão em uma escavação.

No capítulo dois são apresentados os métodos de cálculo que serão utilizados nesta pesquisa, realizando uma comparação entre as metodologias para um caso hipotético.

No capítulo três será apresentado o estudo de caso, descrevendo a obra e realizando uma análise de caracterização geotécnica do solo.

O capítulo quatro apresenta o comportamento do modelo computacional gerado pelo método dos elementos finitos com a comparação entre os deslocamentos medidos pelas leituras dos inclinômetros e os calculados pela modelagem numérica.

Finalmente, no capítulo cinco, são apresentadas as principais conclusões obtidas com a análise dos resultados apresentados, além de algumas propostas para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Forma do diagrama de tensões

A distribuição de tensões e o mecanismo de ruptura no sistema solo-elemento de contenção, em uma escavação, irá variar em função tanto da rigidez relativa dos elementos que compõe a contenção, quanto da quantidade e restrição conferida pelos apoios. Em cada caso, quando carregadas lateralmente, as cortinas apresentam uma forma de movimentação diferente e, pelo efeito do arqueamento do solo, tem suas tensões redistribuídas.

A influência da rigidez relativa das paredes é mostrada por Ehrlich (1987) na Figura 5, onde são considerados dois tipos de cortinas - flexível e rígida - com os apoios indeslocáveis e em condição não drenada. Em ambos os casos, a existência dos apoios modifica o comportamento da distribuição das tensões.

- i. Cortina Flexível – Parede se desloca e se deforma, e o volume de terra que sofre recalque (V_1) é igual ao somatório do volume de terra deslocado lateralmente (V_2) e no fundo da escavação (V_3), sendo $V_1 = V_2 + V_3$.
- ii. Cortina Rígida – Uma cortina perfeitamente rígida não se deforma e todo volume de terra que provoca recalque é igual ao volume de terra que invade o fundo da escavação ($V_1 = V_3$).

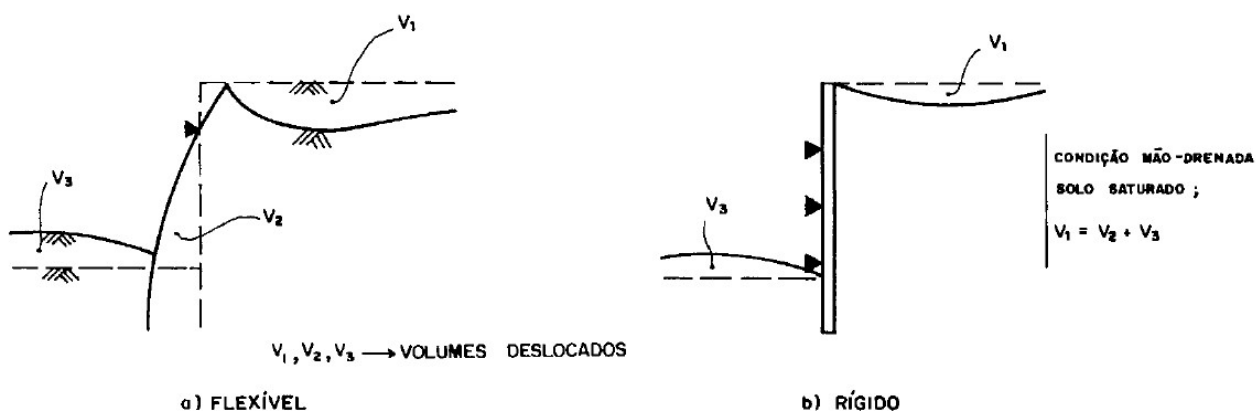


Figura 5 – Comportamento da cortina: a) Flexível; b) Perfeitamente rígida (Ehrlich, 1987)

A rigidez do apoio pode interferir na distribuição das tensões sobre a cortina. Lambe e Whitman (1969), conforme ilustra a Figura 6, apresentam três casos distintos onde há uma grande variação na rigidez do apoio:

- i. Execução de terra armada, onde a contenção é construída por etapas, alternando entre a instalação das tiras metálicas e preenchimento posterior de aterro compactado, até alcançar a altura de projeto. A distribuição de tensões será linear e serão válidas as teorias clássicas de Rankine e Coulomb, Figura 6a.
- ii. A rigidez do apoio é mais elevada, onde a tensão varia de forma mais ou menos uniforme com a profundidade. É o caso de estroncas, escoras, chumbadores, etc, Figura 6b.
- iii. Cortina com tirante extremamente rígido, apresentando deslocamentos mínimos ou nulos, como é o caso dos tirantes protendidos. Neste caso ocorre uma concentração de tensões próximo ao apoio e uma redução na parte inferior da cortina, Figura 6c.

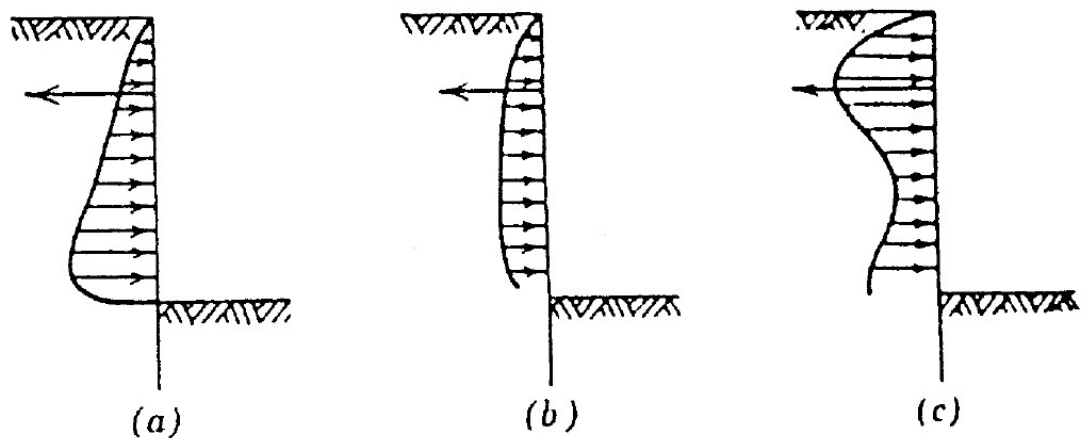


Figura 6 – Distribuição de tensões com a rigidez do apoio variando. a) Pouco rígido; b) Rígido; c) Extremamente rígido (Lambe e Whitman, 1969)

Os tipos de movimentos que ocorrem nas paredes, e sua influência na distribuição das tensões, foram estudados inicialmente por Schoenweller (1929) e Ohde (1938), conforme cita Weissenbach et. al. (2002). Com base em diversas

investigações teóricas e práticas, os citados autores comprovaram que, dependendo do tipo de movimento, a distribuição da tensão horizontal não mais corresponde às teorias clássicas de Rankine e Coulomb. Os principais tipos de movimentos estão apresentados na Figura 7 e descritos a seguir:

- i. Escavações em balanço - A cortina rotaciona em torno de um ponto próximo à extremidade inferior e as tensões se comportam conforme a teoria clássica, em formato triangular.
- ii. Escavações com paredes com um único nível de apoio - A parede rotaciona em torno de um ponto no topo, e devido ao efeito de arqueamento do solo, ocorre uma redistribuição de tensões, com concentrações de tensões na parte superior, seguida de uma redução de tensões na parte inferior.
- iii. Escavações em paredes com vários níveis de apoio - Neste caso existe uma restrição ao movimento tanto em cima como em baixo, e a parede apresenta uma movimentação de translação, onde as tensões variam ligeiramente.

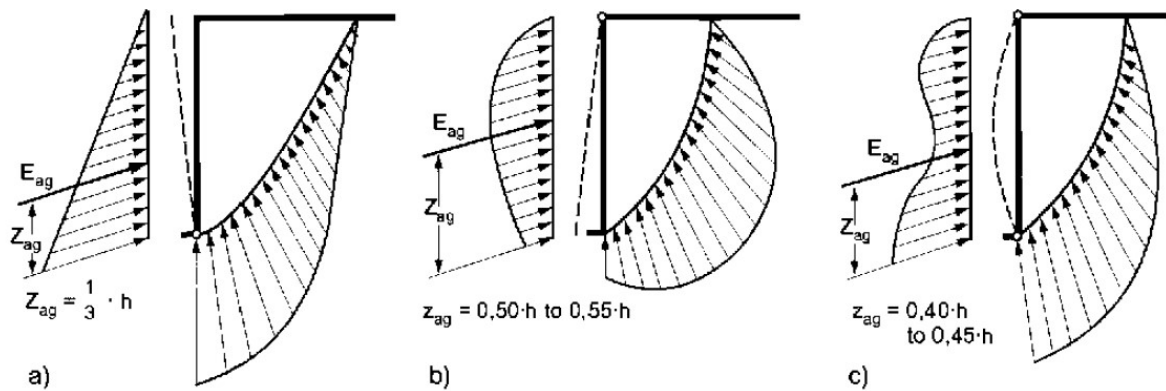


Figura 7 – Tipo de movimento da Cortina. a) Rotacionado por baixo; b) Rotacionado por cima; c) Movimento translacional (Weissenbach et. al., 2002)

Esse comportamento foi comprovado com a ajuda de simulações numéricas. A Figura 8 mostra o resultado normalizado em um modelo hipoplástico para areias. A profundidade (z) é normalizada pela altura (H) e a tensão horizontal (e_{ah}) pela tensão média – Empuxo total dividido pela altura total (E_{ah}/H), onde E_{ah} é o empuxo total agindo na parede. O modelo de hipoplasticidade considera a variação do coeficiente de empuxo da cortina, onde o k_a tende a aumentar com a profundidade.

É possível observar que a tensão horizontal varia linearmente com a profundidade, em situações que apresentem rotação da cortina em relação ao seu nível inferior. Por outro lado, quando a rotação ocorre em relação ao seu trecho superior, ocorre uma concentração de tensões na altura do apoio. Em situações com vários níveis de apoio, é possível observar um movimento de translação, onde as tensões tendem a variar pouco com a profundidade.

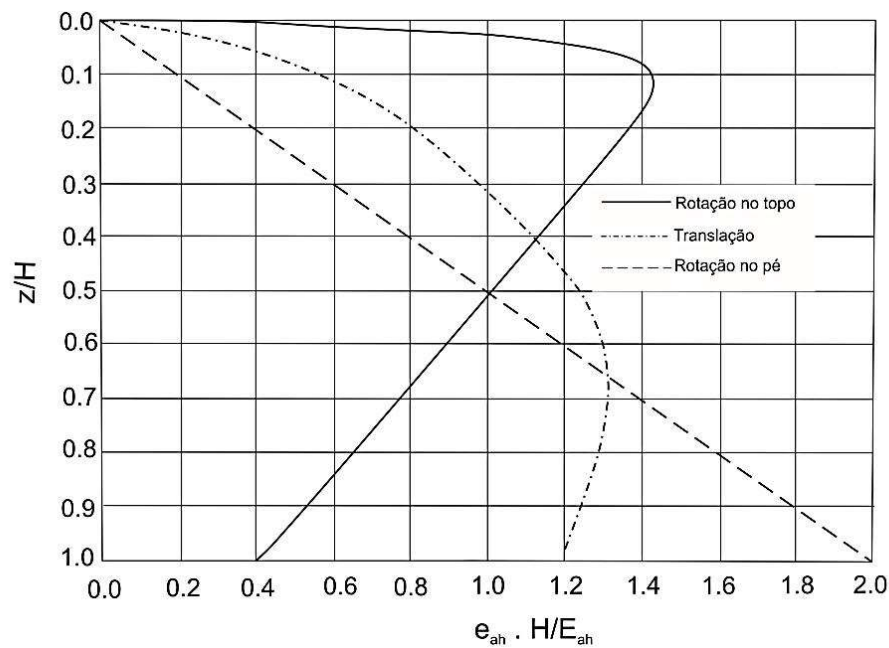


Figura 8 – Diagrama normalizado para cada tipo de movimento (Weissenbach et. al., 2002)

A diferença apresentada no comportamento da distribuição de tensões é devida ao efeito de arqueamento do solo. Conforme Caputo (1983), este efeito pode ser visto em uma experiência muito simples em uma plataforma horizontal cheia de areia com uma comporta AB (Figura 9). Com a comporta fechada a tensão sobre a plataforma é uniformemente distribuída com valor de $\gamma \cdot h$, sendo γ o peso específico do solo.

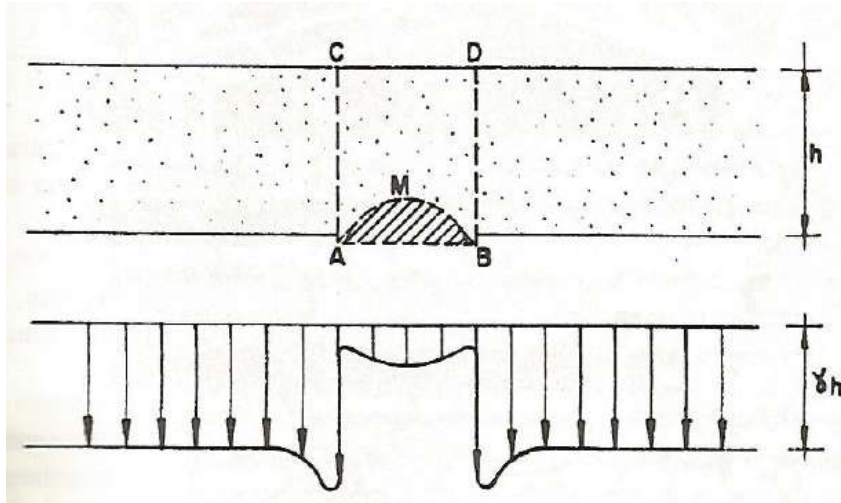


Figura 9 – Princípio do arqueamento do solo (Caputo, 1983)

Abrindo ligeiramente a comporta, inicialmente os grãos de areia caem até o equilíbrio das forças ser atingido, cessando o movimento devido a formação de uma superfície AMB no interior da camada de areia. Conseqüentemente, a tensão em AB diminui e a tensão nas adjacências aumenta, desenvolvendo-se tensões de cisalhamento ao longo de AC e BD que impedem a descida do prisma ABCD. Nestas condições a tensão sobre AB é dada pelo peso de uma pequena fração do prisma AMB. Esta tensão independe da altura h da camada de areia.

Como foi visto, o arqueamento do solo se dá através de tensões de cisalhamento. Em solos com baixa resistência ao cisalhamento, como por exemplo as argilas moles, a redistribuição de tensões não deverá ocorrer.

A Figura 10 mostra outro resultado realizado com o método dos elementos finitos, que foi estudado inicialmente por Ohde (1938), conforme explicado por Weissenbach et. al. (2002), em que o valor de k_a varia com o tipo de movimento apresentado. Os movimentos translacionais apresentam os menores valores para k_a , e os movimentos rotacionados por cima, os maiores. Como o ângulo de atrito interno do solo ϕ varia com a profundidade, e o coeficiente de empuxo k_a é função de ϕ , k_a também varia com a profundidade.

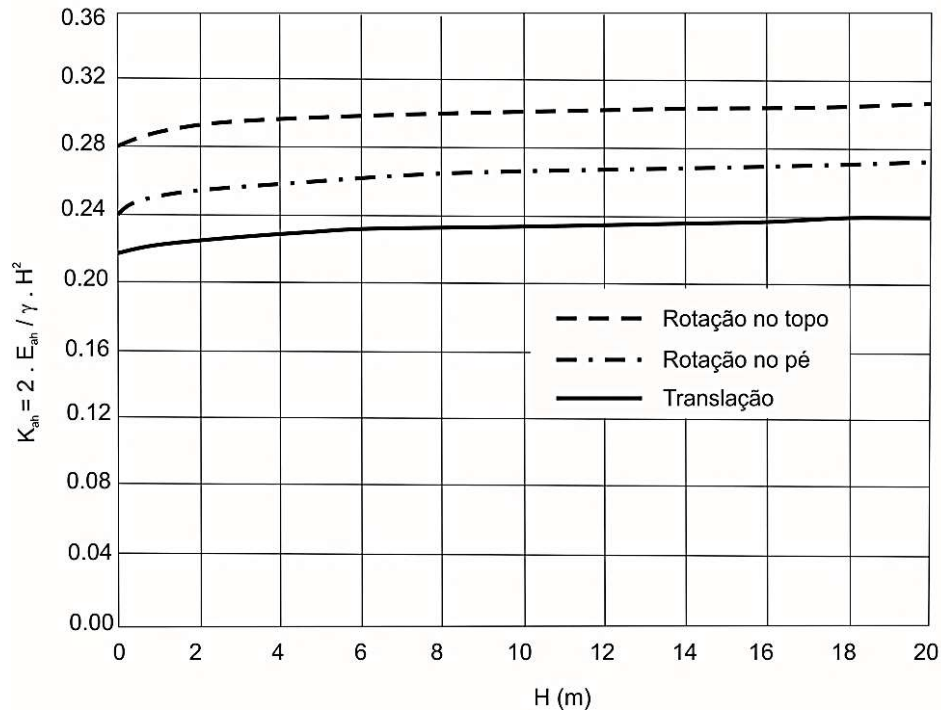


Figura 10 – Variação de k_a depende do tipo de movimento e da profundidade, adaptado de Weissenbach et. al., 2002

Tendo em vista todas estas considerações, os cálculos práticos ficariam muito complicados e duas importantes simplificações devem ser feitas (Weissenbach et. al., 2002):

- i. O coeficiente de empuxo k_a pode ser considerado constante com a profundidade, desde que seja usado um valor a favor da segurança e pode ser calculado pela teoria de Coulomb, assumindo uma ruptura planar, onde o efeito devido ao movimento da cortina é desprezado;
- ii. Para cortinas com pelo menos um nível de apoio, o diagrama de tensões horizontais inicialmente é calculado pela teoria de Rankine ou Coulomb e posteriormente redistribuído.

A seguir serão apresentadas as formas de redistribuição de tensões mais usuais na prática brasileira e também na alemã.

1.2 Prática Usual Brasileira de Redistribuição de Tensões

Na falta de uma formulação específica, a prática usual brasileira para paredes rígidas com dois ou mais apoios consiste em redistribuir o diagrama de tensões efetivas triangulares, obtidas por Rankine, num diagrama retangular de área equivalente, independentemente da quantidade de apoios e do método de cálculo, Gerscovich et al. (2016), indicado na Figura 11.



Figura 11 – Redistribuição de tensões considerando área equivalente. Procedimento usual para determinação da tensão horizontal ativa, Gerscovich et al., 2016

A Norma Brasileira NBR 9061 de 1985 - Segurança de escavações a céu aberto, que de acordo com o site da PINI WEB (2014) foi extinta em 2013, citava as seguintes considerações sobre a distribuições de tensões em escavações:

“5.5 Distribuição de pressões

5.5.1 *As pressões decorrentes do empuxo das terras, nos estados de repouso, ativo e passivo, são consideradas com uma distribuição triangular nos casos da proteção da parede da escavação em balanço ou com um único ponto de apoio.*

5.5.2 *Quando a proteção da parede da escavação tiver dois ou mais apoios, a distribuição do empuxo deve ser admitida segundo um diagrama trapezoidal ou retangular equivalente.”*

Cabe observar que para situações com um único nível de apoio, a norma brasileira, no seu item 5.5.1, preconiza a distribuição triangular de acordo com a teoria de Rankine. O autor da presente pesquisa, corroborado por Weissenbach et. al (2002), considera mais adequada a redistribuição do diagrama, conforme procedimento usual para paredes rígidas com vários apoios. Como foi visto, é nesta situação que se tem uma maior redistribuição das tensões com concentrações de tensões na parte superior, próxima ao apoio, segundo Figura 8.

A norma também não fazia nenhuma menção à variação das tensões devido à rigidez relativa entre a cortina e os apoios. É de extrema importância relevar esta informação na elaboração do projeto, já que a resultante do empuxo e os esforços na cortina irão depender destes condicionantes.

Cabe observar que a Norma Brasileira NBR 9061 é datada de 1985 e foi extinta em 2013. Até o momento não foi publicada uma revisão adequada do texto, sendo que alguns órgãos públicos ainda utilizam esta norma.

Gerscovich et al. (2016) citam a contribuição de Verdeyen e Roisin (1952) que salientaram que, ao contrário das cortinas em balanço, a restrição imposta aos deslocamentos do topo pela linha de apoio (tirante ou estronca), resulta numa concentração de tensões no trecho superior da cortina. Isso acarreta uma mudança no diagrama de empuxo ativo, conforme ilustrado na Figura 12.

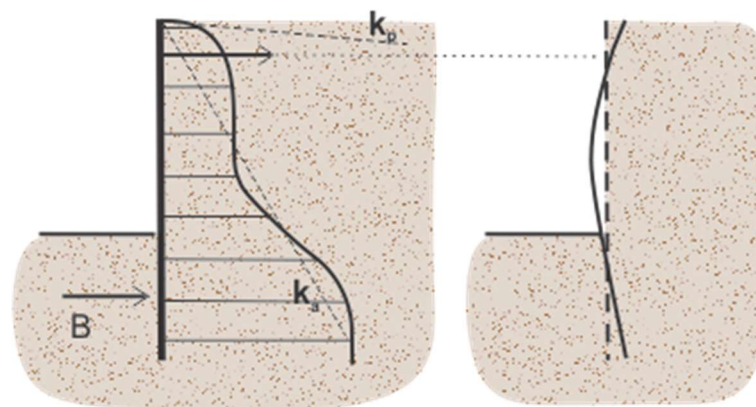


Figura 12 – Concentração de tensões próximo ao apoio (adaptada de Verdeyen e Roisin, 1952)

Com isso, os autores propuseram a adoção de um diagrama modificado, construído graficamente, como mostra a Figura 13. Nesta figura, indica-se o caso mais geral, onde é incluída a ação de sobrecarga uniformemente distribuída na superfície

do terreno. A linha tracejada superior corresponde ao diagrama de empuxo passivo de Rankine e define o trecho inicial do diagrama de empuxo aparente até uma profundidade equivalente a $0,075H$, sendo H a altura da escavação. O trecho seguinte é obtido ligando-se o ponto de tensão horizontal máxima até a tensão ativa equivalente exclusivamente à sobrecarga, no nível da escavação. Esse trecho será interceptado pelo diagrama de empuxo ativo, calculado pela teoria de Rankine. Com isso, o último trecho do diagrama segue a linha do empuxo ativo de Rankine.

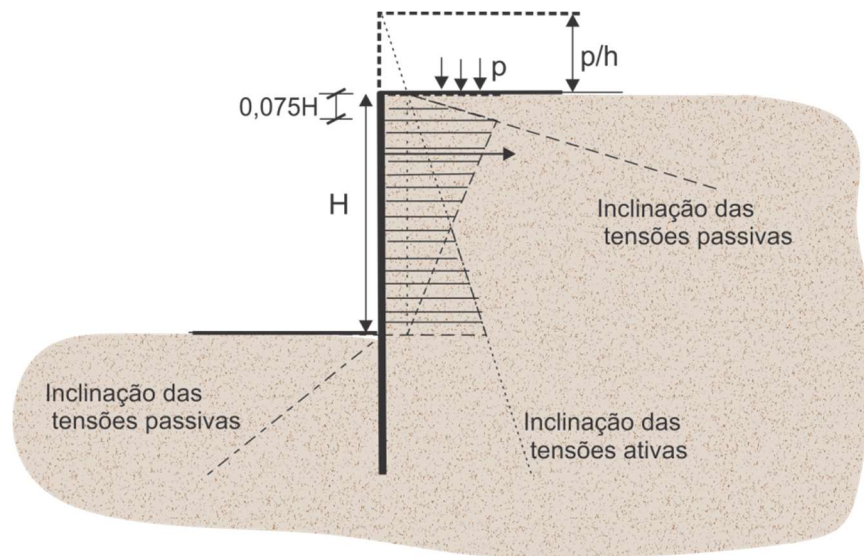


Figura 13 – Construção gráfica do diagrama de empuxo aparente, proposta por Verdeyen e Roisin (1952)

Um dos autores que mais contribuíram para o estudo das cortinas de escavações foi o alemão Weissenbach que, em 2002, apresentou um capítulo memorável resumindo vários aspectos de seu trabalho, que faz parte das recomendações alemãs, conhecidas pela publicação do EAB. Alguns aspectos relevantes são resumidos a seguir, extraídos de Weissenbach et al. (2002). Cabe destacar que Santos (2016) apresentou em sua pesquisa uma revisão da metodologia preconizada por Weissenbach para cortinas com ficha descontínua (perfis metálicos por exemplo).

1.3 Redistribuição segundo Weissenbach et. al.

Conforme Weissenbach et. al. (2002) e do “Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben” - EAB (Recomendações do Comitê de Escavações), a redistribuição do diagrama das tensões horizontais deve ser feita de acordo com a quantidade e a posição dos apoios. Esta posição deverá ser preferencialmente coincidente com os pontos de mudança do diagrama.

Estas recomendações são as mesmas independentemente do método de cálculo considerado – método do apoio livre ou método do apoio fixo, para parede em estaca prancha ou paredes de concreto – desde que o apoio não apresente deslocamentos.

De acordo com o EAB (2008), os fatores que mais influenciam a forma de redistribuição das tensões são:

- i. O tipo de muro de contenção e sua metodologia executiva;
- ii. A rigidez à flexão da cortina;
- iii. A quantidade e a configuração dos apoios;
- iv. A altura escavada antes da instalação dos apoios;
- v. A força de protensão do apoio.

É usual na Alemanha realizar a redistribuição de tensões resultantes acima do ponto de tensões nulas, mas conforme Weissenbach et. al. (2002), existe recentemente uma tendência a realizar a redistribuição somente acima do nível de escavação.

Existe uma variação da distribuição de tensões dependendo da posição da instalação do apoio. Para situações em que o apoio está localizado no topo da cortina a redistribuição de tensões será conforme Figura 14.

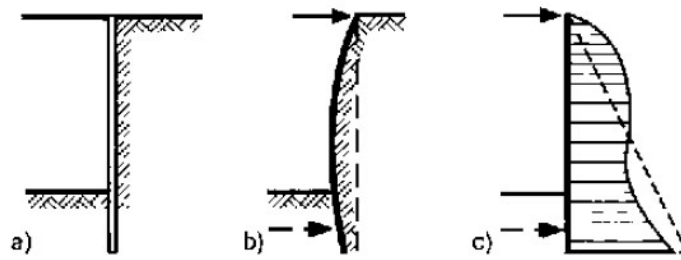


Figura 14 – Cortina com um nível de apoio localizado no topo. a) Seção transversal da escavação; b) Deformação da cortina; c) Distribuição das tensões horizontais, adaptado de Weissenbach et. al., 2002

Para cortinas com o apoio abaixo do nível da superfície do terreno o efeito de arco é mais pronunciado, ocorrendo maior concentração de tensões próximas do apoio, conforme Figura 15.

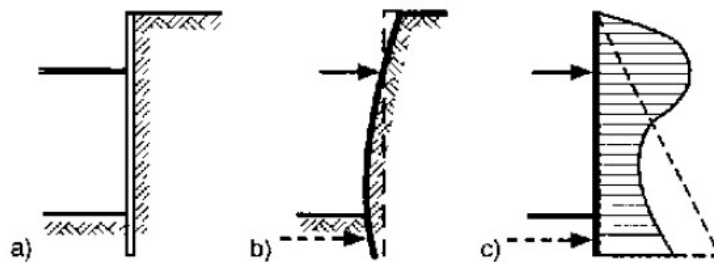


Figura 15 – Cortina com um nível de apoio localizado abaixo da superfície do terreno (Weissenbach et. al., 2002)

Para situações com um único nível de apoio, a prática alemã recomenda através da EAB a utilização da redistribuição conforme Figura 16, para areias médias e densas e argilas rijas e duras. Para apoios próximos à superfície do terreno ($h_k < 0,1H'$) uma distribuição retangular é obtida ($e_{h0} = e_{hu}$), Figura 16a . Para apoios afastados do topo da cortina, a distribuição em dois retângulos é proposta em função da distância h_k com a superfície. Para $0,1H' < h_k < 0,2H'$ a relação $e_{h0}/e_{hu} = 1,2$, Figura 16b. Para valores de $0,2H' < h_k < 0,3H'$ a relação $e_{h0}/e_{hu} = 1,5$, Figura 16c.

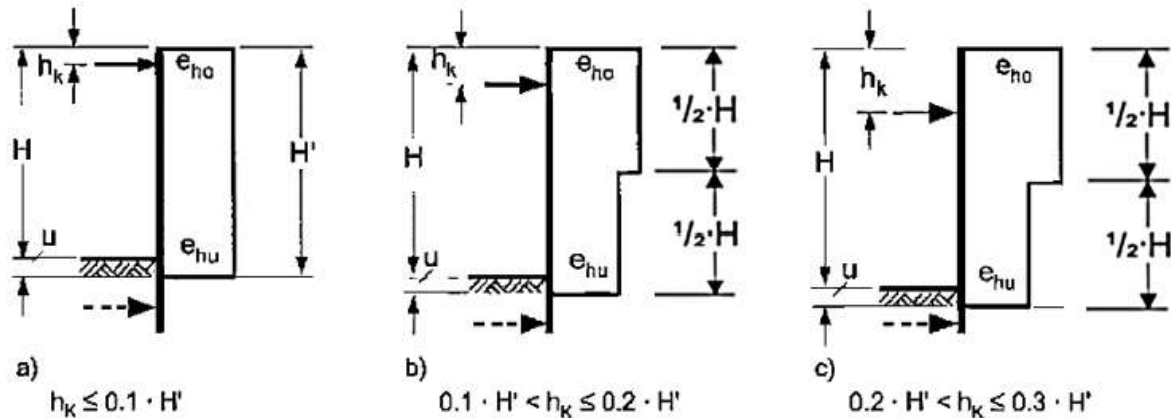


Figura 16 – Recomendações da EAB para estacas de concreto e estacas prancha com um único ponto de apoio (Weissenbach et. al., 2002)

Para o caso da execução de cortina com dois níveis de apoio, a distribuição de tensões vai depender muito da localização dos tirantes e do processo executivo. A Figura 17 indica que as tensões horizontais são mais elevadas na região dos apoios. As recomendações do comitê de escavações (EAB) propõe, conforme apresentado na Figura 17, uma distribuição de tensões para areias médias a densas e argilas duras e rijas.

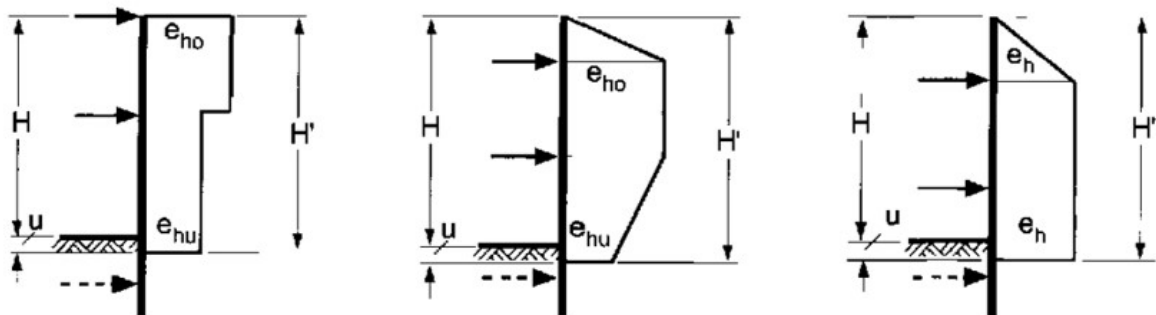


Figura 17 – Recomendações da EAB para cortinas de concreto e estacas prancha com dois níveis de apoio (Weissenbach et. al., 2002)

O nível da escavação durante a execução do tirante também tem bastante influência na distribuição de tensões. Se o tirante for executado no nível do topo da escavação, ele irá trabalhar com uma carga superior do que no caso em que a escavação já esteja mais profunda.

Para o caso de três ou mais apoios, comparados com a teoria clássica, as maiores pressões de terra se localizam mais próximas da parte superior, sendo a parte inferior menos carregada. A resultante do empuxo está localizada entre $0,4H - 0,6H$ para o caso de perfis metálicos espaçados e cortinas atirantadas sem ficha. Para o caso de parede diafragma, estacas justapostas, estacas secantes e estacas prancha, a resultante estará localizada entre $0,35H'$ e $0,55H'$.

Para elaboração de projetos com três ou mais níveis de apoio, a EAB recomenda utilizar os valores encontrados na Figura 18, e observa que os apoios localizados próximos ao fundo da escavação apresentam menor influência na distribuição das tensões.

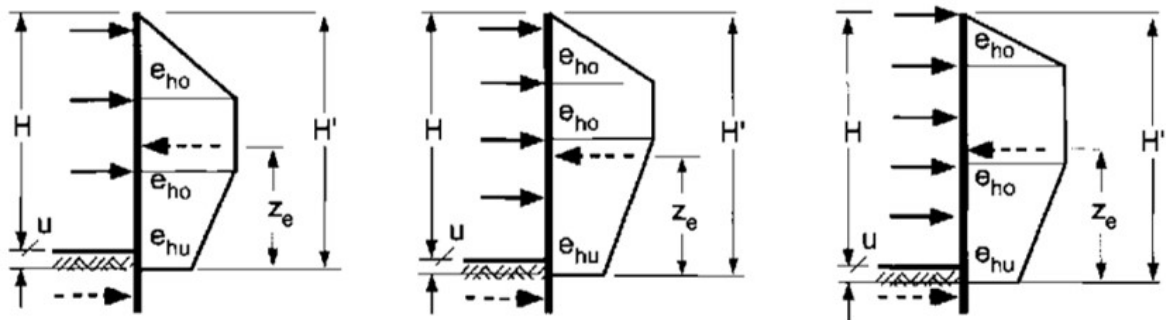


Figura 18 – Recomendação da EAB para cortinas de concreto e estacas prancha com vários níveis de apoio (Weissenbach et. al., 2002)

Como a tensão de terras depende de inúmeros fatores, a distribuição de tensões utilizada em projeto é somente uma aproximação da distribuição real. Portanto, não faz sentido considerar a distribuição de tensões de uma maneira muito detalhada. É preferível usar distribuições em que os pontos de variação coincidam com os pontos de instalação dos níveis de apoio. Por apresentarem pontos de mudanças fixos, os diagramas de Terzaghi e Peck, vistos na Figura 19, segundo Weissenbach et al. (2002) são insatisfatórios.

De qualquer maneira, estes diagramas já não poderiam ser usados nesta pesquisa, uma vez que tais diagramas obtidos de instrumentação do metrô de Berlim em estaca prancha metálicas, não devendo ser utilizados em projetos de estacas rígidas.

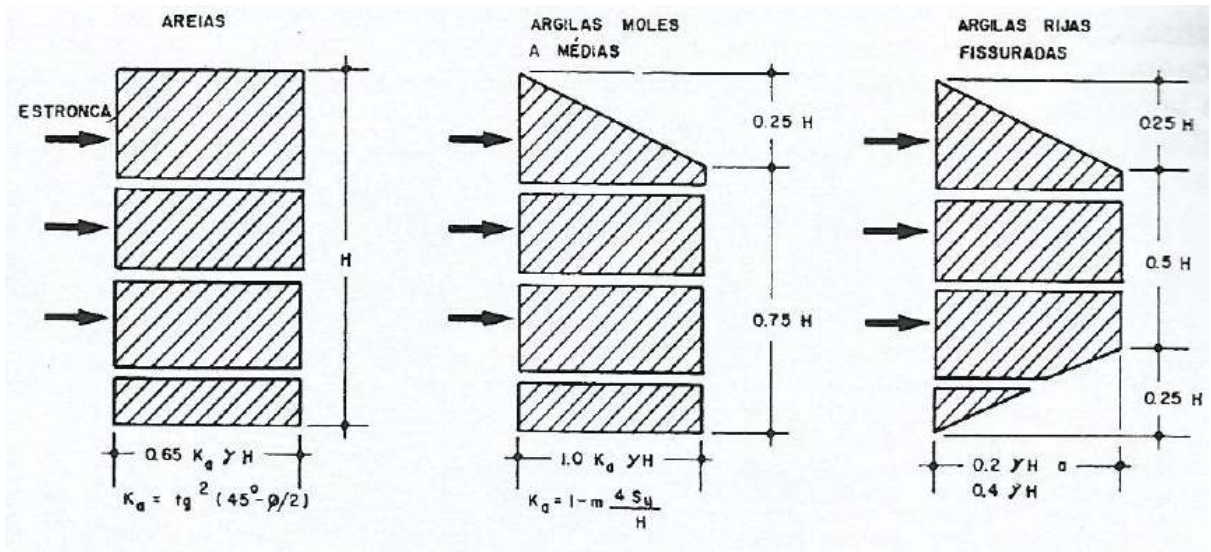


Figura 19 – Método de Terzaghi e Peck para cortinas flexíveis, Velloso e Lopes, 1975

As recomendações da EAB permitem utilizar uma distribuição retangular sem levar em consideração a posição ou a rigidez dos apoios, semelhantemente ao que se faz na prática brasileira para dois ou mais apoios. Todavia, Weissenbach et. al., (2002) destacam que nesta situação as cargas nos apoios podem estar subdimensionadas. Por este motivo o EAB apresenta sugestões para a adoção de fatores corretivos para aumentar a carga nos apoios.

1.4 Metodologia Clássica de Dimensionamento de Parede de Escavação

A seguir serão vistos resumidamente as metodologias clássicas existentes de cálculo de paredes para escavações profundas.

Os valores de diagrama de empuxo são determinados pela teoria do equilíbrio limite, para as condições de ruptura do solo. Seguindo as recomendações de Weissenbach et. al. (2002), o empuxo deve ser calculado pelo diagrama de Rankine, porém deve ser usando o coeficiente de empuxo ativo proposto por Coulomb, considerando assim o atrito (δ) entre o solo e a parede.

Weissenbach et. al. (2002), orienta utilizar o coeficiente do empuxo no passivo (k_p) de acordo com Rankine, por apresentar resultados mais conservadores.

Ou (2006) ressalta, na Figura 20 que o coeficiente de empuxo passivo de acordo com a teoria de Coulomb não deve ser usado por apresentar resultados superiores à realidade. Isso é devido ao método considerar uma superfície de ruptura reta, ao invés de curva, conforme ocorre no solo.

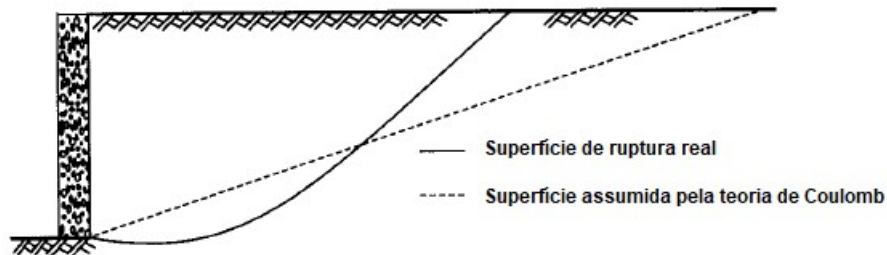


Figura 20 - Diferença na superfície de cisalhamento real e da proposta pela teoria de Coulomb, conforme Ou (2006).

Ou (2006) ressalta na Figura 21 que os resultados do valor do K_p , de acordo com a teoria de Coulomb, são muito superiores ao proposto por Rankine. Também acredita que o método mais correto é o proposto por Caquot-Kerisel, que além de considerar o atrito entre o solo e a parede, possui uma superfície de ruptura elíptica, sendo o mais parecido com a situação real.

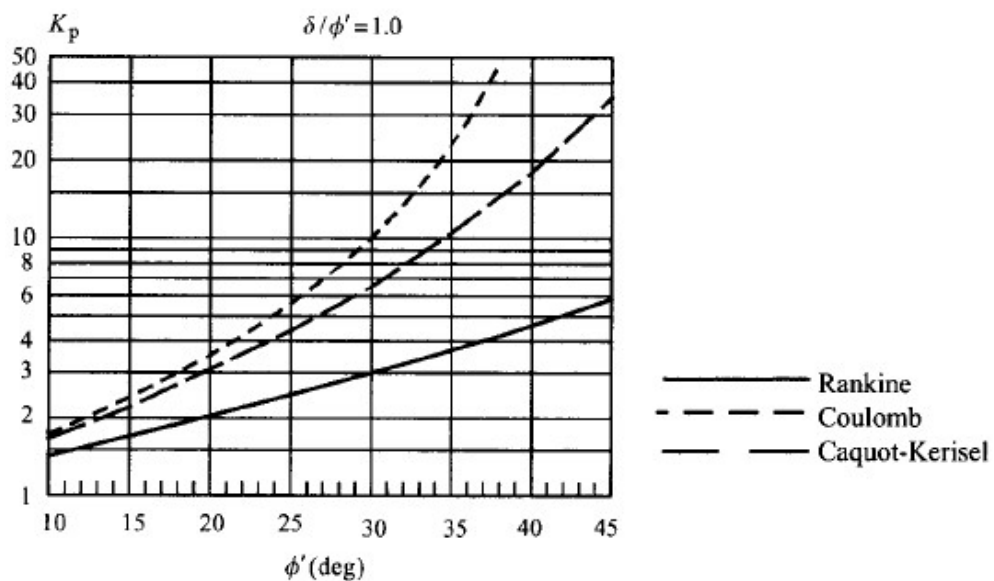


Figura 21 – Comparação do valor do k_p entre as metodologias propostas por Rankine, Coulomb e Caquot-Kerisel

Com relação ao fator de segurança, Gerscovich et. al. (2016) resumem as duas formas usuais para o cálculo da ficha: ou minorar o valor de K_p em 1,5 a 2, ou aumentar a ficha em 20% a 40%. Segundo Velloso et. al. (1998), os maiores valores devem ser aplicados em obras permanentes enquanto que os menores a obras provisórias.

1.4.1 Método convencional de cálculo de cortina em balanço

O cálculo clássico convencional de uma cortina em balanço consiste em se encontrar o valor mínimo de embutimento da cortina no terreno (ficha) de forma a prover o equilíbrio estático do sistema. Para isso, além das resultantes dos esforços mobilizados através dos empuxos ativo e passivo, é necessária a mobilização de uma terceira resultante de empuxos, chamada de contra-passivo, que surge nas proximidades do pé da cortina. Somente com a consideração desta parcela é possível se obter a condição de somatório de momentos nulo. O método convencional pode ser visto em detalhes em Gerscovich et.al (2016).

Caputo et. al. (1998) e Alonso (2010) apresentam uma forma simplificada, em que o empuxo contra passivo é considerado no ponto de rotação “o” desconsiderando assim o empuxo contra-passivo nos cálculos. Após o cálculo da ficha, o método necessita que seja acrescido um valor de 20% no valor da ficha para garantir a ocorrência do empuxo contra passivo.

1.4.2 Método do apoio livre

De acordo com Danziger (2015), no método do apoio livre a ficha é pequena, não promovendo uma restrição efetiva de forma a não induzir momentos fletores negativos na cortina, como mostra a Figura 22. Este caso é calculado analogamente ao método de cálculo simplificado apresentado no item anterior, porém, o equilíbrio de momentos é feito no ponto onde existe o apoio.

. Novamente, costuma-se acrescentar um valor de 20% ao comprimento da ficha para garantir a mobilização do empuxo contra passivo.

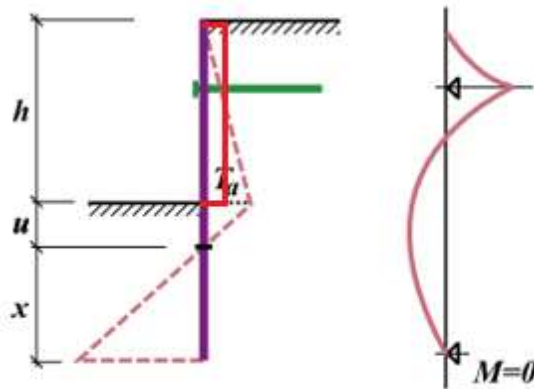


Figura 22 – Método do apoio livre. Resultante das tensões e diagrama de momentos fletores (manual do Geo5 – Projeto de contenções)

1.4.3 Método do apoio fixo

De acordo com Danziger (2015), no método do apoio fixo a ficha é longa o suficiente para promover uma restrição efetiva, introduzindo momentos fletores negativos na extremidade inferior da cortina. Esta é a solução mais econômica, que embora tenha um comprimento de cortina maior, apresenta um momento fletor inferior ao método do apoio livre.

Este método é baseado em dividir a estrutura em 2 partes: num primeiro segmento, tem-se o apoio real e um apoio fictício localizado no ponto de pressões nulas (a); numa segunda parte, com dois apoios, sendo um deles o mesmo apoio fictício anterior e mais um apoio no final da ficha.

O cálculo estático irá fornecer as reações nos apoios, incluindo o valor da reação do solo, podendo com isso, calcular o valor da ficha mínima necessária para promover o equilíbrio.

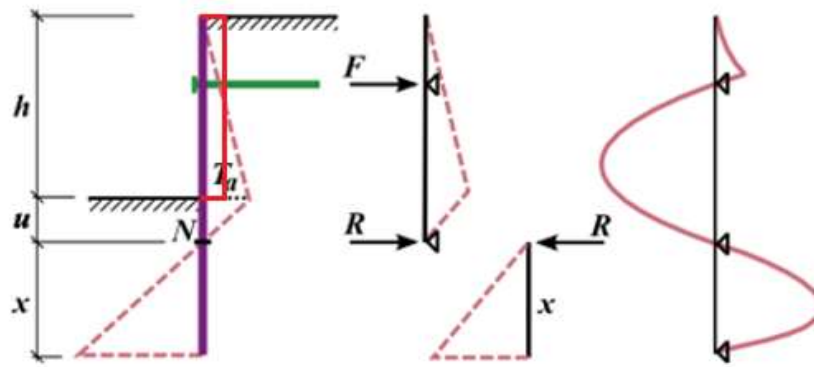


Figura 23 – Método do apoio fixo. Resultante das tensões na parede e diagrama de momentos fletores (manual do Geo5 – Projeto de contenções)

1.5 Regime de escoamento da água

Velloso e Lopes (1975), e posteriormente Alonso (2010), ressaltam que é de extrema importância identificar o estado de movimento em que se encontra a água, podendo modificar totalmente o comportamento das tensões, tanto da água como do solo. Os citados autores observam que a movimentação da água no solo é complexa e de difícil determinação, sendo necessárias simplificações. Pode ser calculada analiticamente realizando o traçado da rede de fluxo ou utilizando o método dos elementos finitos.

Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981) apresentam algumas formas de se considerar o estado da água no solo em escavações profundas.

- i. Caso hidrostático – Se o escoramento for contínuo e penetrar numa camada de baixa permeabilidade, a água atrás da parede se comportará como no estado estático e o diagrama de pressões de água será aproximadamente o hidrostático. É importante notar que a partir da camada de baixa permeabilidade o fluxo ocorre normalmente dentro desta segunda camada, com a poropressão podendo chegar a zero na extremidade inferior da parede. Esta situação em geral não ocorre, mesmo assim, é a mais utilizada pelos projetistas que acreditam estarem analisando a situação mais desfavorável. (Figura 24)

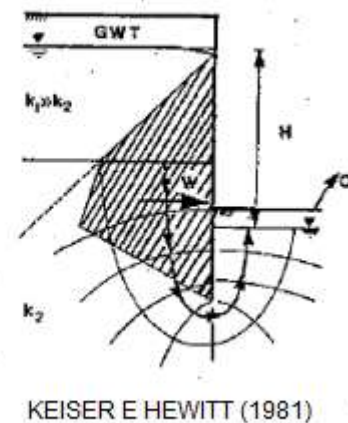
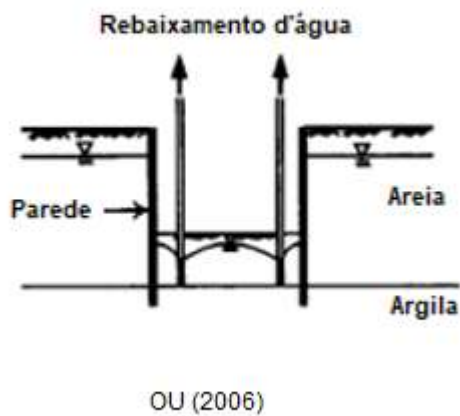


Figura 24 – Movimentação da água no solo – caso hidrostático. Solo permeável sobrejacente a um solo pouco permeável. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981)

- ii. Fluxo não confinado – É o caso em que o fluxo no solo está livre para se desenvolver naturalmente até o ponto coletor, sem nenhum impedimento estrutural (*cut off*). Em escavações, a linha do lençol freático do lado de fora da cortina reduz, devido a instalação da bomba abaixo do fundo da parede, ou no caso das contenções permeáveis, como os perfil metálicos com pranchada, por exemplo. Esta situação apresenta o menor valor para o empuxo da água. (Figura 25)

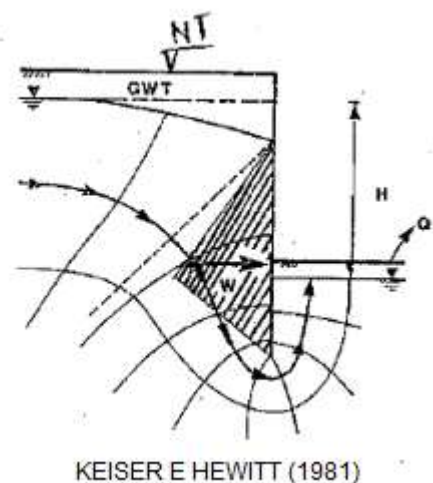
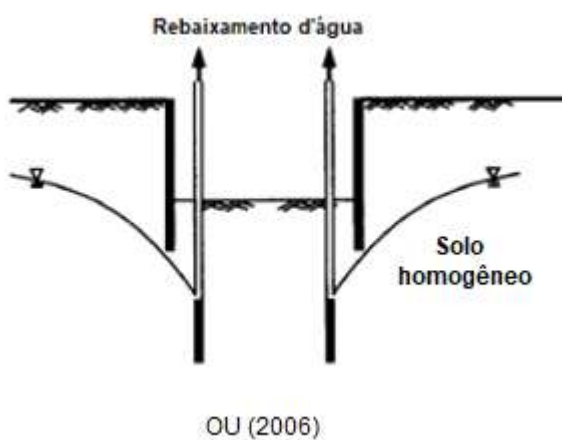


Figura 25 – Fluxo livre em solos homogêneos. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981)

Fluxo confinado – É o caso em que a parede é profunda o suficiente para confinar o ponto coletor, não alterando o nível do lençol do lado de fora da parede. O esgotamento da água pode ser por esgotamento direto do interior da cava ou rebaixamento, dependendo da permeabilidade do solo. Este é o caso da Figura 26.

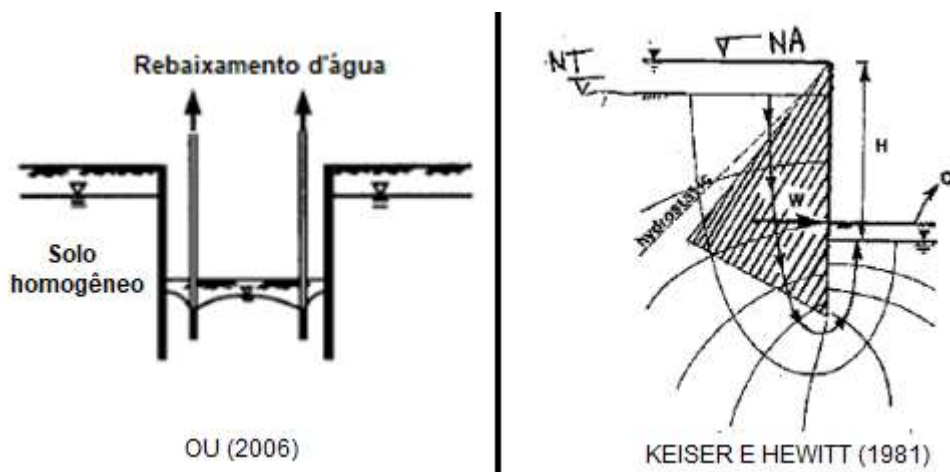


Figura 26 – Fluxo confinado. Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981)

- iii. Caso com presença de lente de argila contínua (Figura 27) – mesmo com um rebaixamento mais profundo, embora haja alívio da poro pressão (redução da linha piezométrica), o nível d'água no exterior da parede praticamente não é afetado.

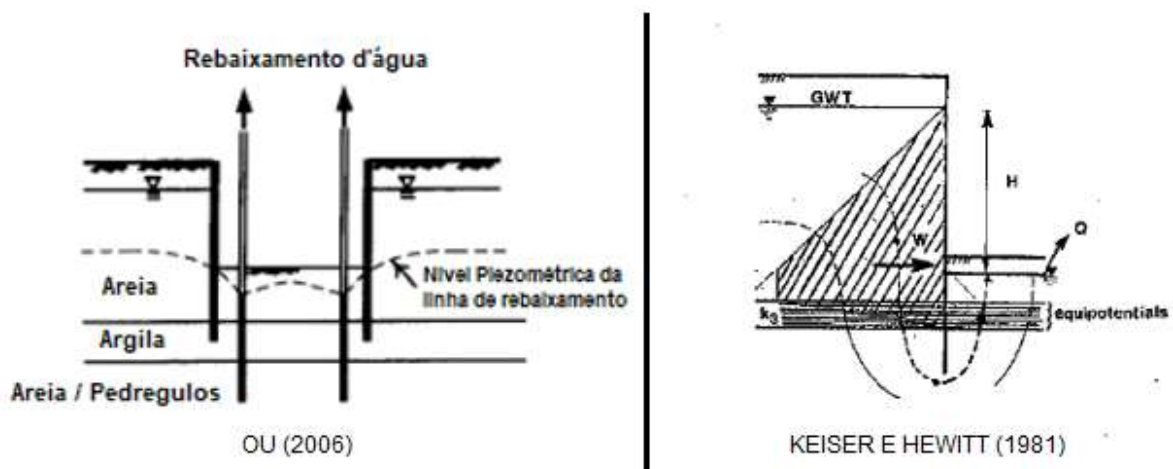


Figura 27 – Fluxo em solo com presença de lente pouco permeável contínua.
Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981)

- iv. Caso com presença de lente de argila descontínua (Figura 28) – neste caso o fluxo tende a desviar da camada aumentando o comprimento total do percurso e com isso diminuindo o gradiente hidráulico.

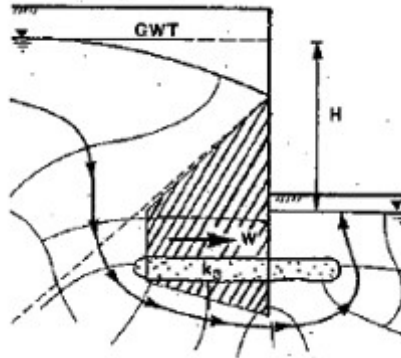


Figura 28 - Fluxo em solo com presença de lente pouco permeável descontínua (Kaiser e Hewitt, 1981)

- v. Caso do fluxo livre em solo anisotrópico (Figura 29) – a anisotropia modifica a escala da rede de fluxo. Como se pode notar na figura a seguir, o diagrama de pressões de água fica razoavelmente parecido com o caso estático.

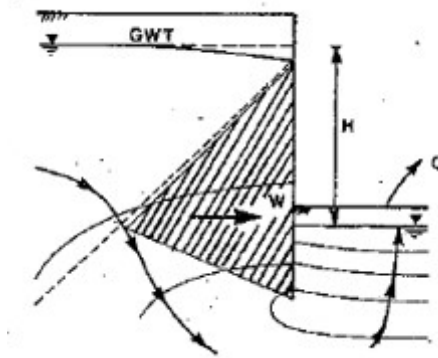


Figura 29 – Fluxo em solo anisotrópico ($K_v \neq K_h$). Adaptado de Ou (2006) e Kaiser e Hewitt (1981)

1.5.1 Sistema de rebaixamento de água

O sistema de rebaixamento do lençol freático normalmente executado em obra é o em ponteiros, conforme esquematizado na Figura 30. Compreende basicamente o conjunto de ponteiros, tubos coletores e bomba de sucção.

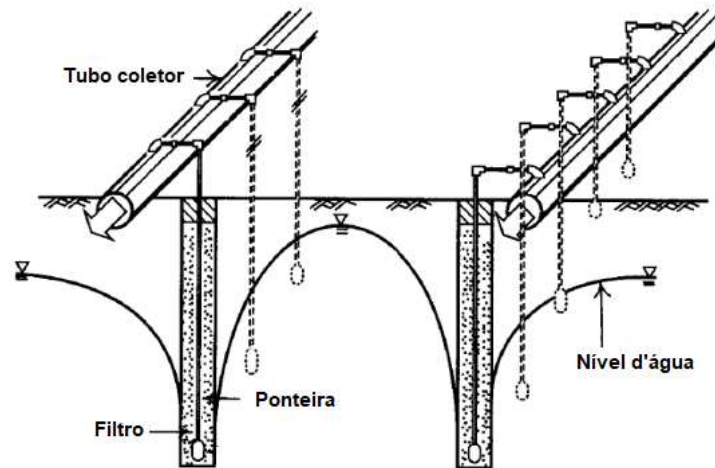


Figura 30 – Sistema de rebaixamento de água por ponteiros (Ou, 2006)

Para escavações mais profundas, é necessário realizar o rebaixamento por estágios. A Figura 31 apresenta o esquema do rebaixamento por estágios em um caso de escavação com taludes (sem parede).

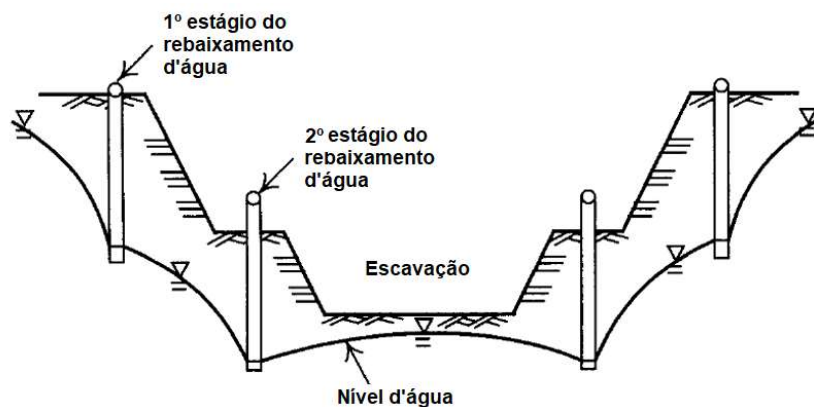


Figura 31 – Rebaixamento do lençol por estágios (Ou, 2006)

Outra opção, utilizada apenas em rebaixamentos muito profundos, é o sistema de poços profundos com bomba submersa, onde não há limitação da altura de

recalque. Outro sistema, largamente utilizado, é o de injetores, que tem aplicação intermediária entre o sistema de ponteiros e o de poços profundos.

2 METODOLOGIAS DE CÁLCULO EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

2.1 Análise em Geotecnia

Praticamente toda obra de engenharia civil envolve, de alguma maneira, o maciço de solo ou de rocha. Sapatas e estacas transferem as cargas das estruturas (prédios, pontes, etc.) à fundação. O próprio solo pode ser também utilizado como material de construção da obra, como no caso de barragens e pavimentos, ou fazer parte do maciço natural como em corte de taludes, conforme Figura 32. Contenção em geral, permitem que escavações maiores sejam feitas, onde o solo está em equilíbrio com o sistema estrutural de contenção através de forças, tanto estabilizadoras, como desestabilizadoras. Este capítulo trata dos principais princípios utilizados em uma análise geotécnica e segue as orientações descritas por Potts e Zdravkovic, (1999).

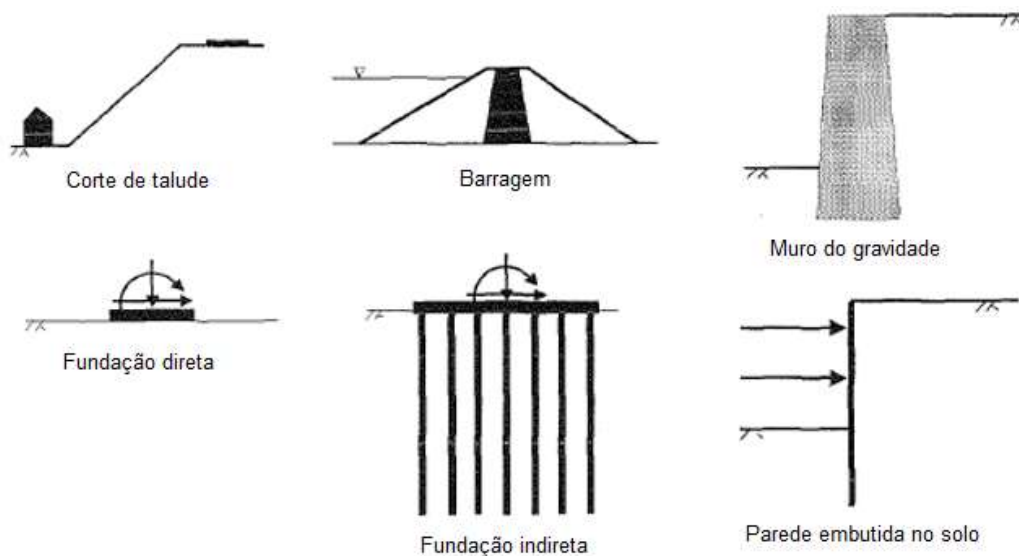


Figura 32 – Exemplos de problemas geotécnicos, adaptado de Potts e Zdravkovic, 1999

O engenheiro geotécnico deve avaliar os esforços, deslocamentos e deformações impostas ao solo, ao sistema estrutural de contenção e aos vizinhos. Normalmente as deformações são estudadas para a carga de trabalho, enquanto que a ruptura é analisada para a carga última, para a qual ocorre a plastificação (carga de

ruptura). No caso da carga de trabalho, como normalmente as deformações admissíveis são muito pequenas, a teoria da elasticidade costuma ser uma excelente aproximação para o problema. Já no caso da carga de ruptura, se faz necessário usar a teoria da Plasticidade para verificar a capacidade do solo de resistir a um carregamento aplicado. Uma análise mais completa, em que envolva os dois tipos problemas - deformação e ruptura, só é possível com auxílio computacional, utilizando métodos numéricos. (Potts e Zdravkovic, 1999)

Tradicionalmente, projetos geotécnicos são realizados usando análises simplificadoras ou aproximações empíricas. A maioria das normas e códigos são baseados nessas aproximações. O advento da computação resultou em uma considerável vantagem na análise e projeto de estruturas geotécnicas. Um grande progresso consiste na previsão do comportamento das estruturas nas condições de serviço, bem como na interação entre o solo e a estrutura.

O objetivo da análise de um problema geotécnico de escavação profunda é de garantir a estabilidade de todas as partes que envolvem o sistema de contenção. A estabilidade pode se dar de três maneiras: 1) Localmente, onde a estrutura e o sistema de suporte devem estar em equilíbrio de forças, garantindo a segurança para ruptura rotacional (devido à força horizontal), ruptura vertical (devido à força vertical da superestrutura) ou ruptura translacional (com diversas forças ao longo da parede) e; 2) Globalmente, analisando a estabilidade do sistema como um todo. Tanto os movimentos da estrutura como os movimentos do solo devem ser estimados e 3) Deformações impostas pela execução do projeto geotécnico irá danificar de alguma forma as construções vizinhas, tubulações de serviço, ou túneis, como apresentado na Figura 33.

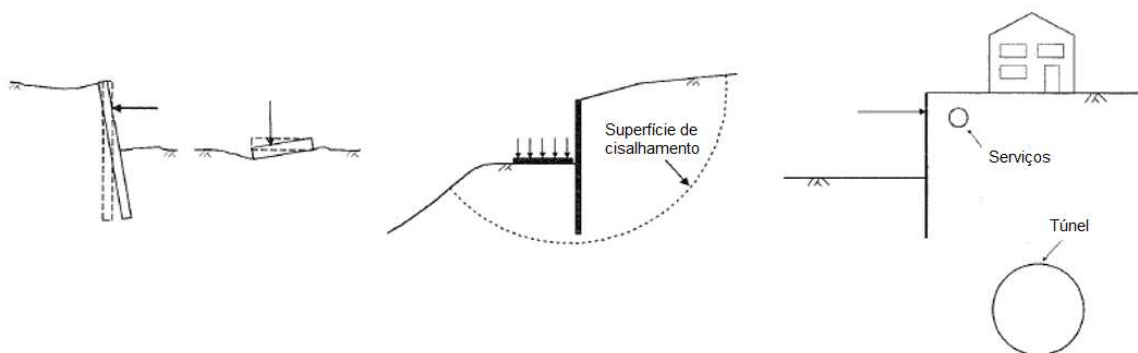


Figura 33 – Estabilidade. a) Local; b) Global; c) Vizinhos, adaptado de Potts e Zdravkovic, 1999

Antes de iniciar um projeto, é necessário coletar diversas informações dependendo do problema geotécnico em questão. Primeiramente, deve-se estabelecer a geometria básica e as condições de carregamentos impostas. Para estabelecer as condições do terreno, estratigrafia e propriedades do solo, é necessário realizar investigações geotécnicas de campo e de laboratório. Ensaio específicos também irão definir a posição do nível d'água e o tipo de aquífero em questão: aquífero simples (gravitacional), suspenso ou artesiano. A investigação de campo também deverá prever o tipo (sapata ou estaca) e profundidade das fundações dos vizinhos e o local de tubulações de serviços adjacentes.

De acordo com Danziger (2015), o tipo e as condições dos vizinhos irá definir o grau de restrição imposta aos deslocamentos para cada tipo de projeto. Escavações próximas a prédios tombados pelo patrimônio histórico, por exemplo, não aceitam nenhum deslocamento. Neste caso, pode ser considerado o empuxo no repouso k_0 para o cálculo da tensão efetiva horizontal.

Cabe observar que as teorias da elasticidade e da plasticidade já compreendem uma aproximação da realidade, considerando o solo contínuo, quando na verdade o solo é um sistema particulado e o comportamento tensão deformação é, essencialmente, não linear, anisotrópico, e dependente do histórico de tensões. (Veloso et al. 1998)

Conforme Veloso et al. (1998), inicialmente, algumas regiões do solo, cujas tensões atinjam a envoltória de resistência, passam a se comportar plasticamente. Neste instante, as massas de solo plastificadas se encontram confinadas por regiões elásticas não havendo movimentos do solo. Neste estágio, as deformações são chamadas de deformações plásticas restringidas. Aumentando o carregamento, as regiões plastificadas vão aumentando até atingir a carga de colapso, onde grande deslocamento de massa de solo ocorre para tensão constante. Estes deslocamentos finais são os deslocamentos plásticos não restringidos.

Um modelo real considerando o comportamento do solo nas fases elástica, plástica restringida, e plástica não restringida é, em geral, extremamente complicado, Potts e Zdravkovic, 1999.

2.2 Metodologias de Cálculo

Os métodos de cálculo existentes podem ser subdivididos em 3 grupos: solução exata, métodos clássicos e métodos numéricos. Em geral, a solução teórica deverá satisfazer as condições de equilíbrio, de compatibilidade, apresentar um modelo constitutivo adequado para o maciço de solo e satisfazer às condições de contorno em todo o sistema. De acordo com Velloso et. al. (1998), os métodos mais utilizados nas análises geotécnicas são:

- i. Solução Exata
- ii. Métodos Clássicos
 - Método do Equilíbrio Limite (Coulomb, Método das Fatias)
 - Método das Linhas de Deslizamento (Rankine)
 - Métodos da Análise Limite (Limite inferior, Limite superior)
- iii. Métodos Numéricos
 - Modelo da viga sobre base elástica (Mola)
 - Métodos Método das Diferenças Finitas (MDF)
 - Método dos Elementos Finitos (MEF)
 - Método dos Elementos de Contorno (MEC)

Este Capítulo tem como objetivo principal realizar uma comparação entre o método clássico, método da viga sob base elástica (Mola), e o método dos elementos finitos (MEF), verificando os resultados das análises.

2.3 Metodologia Clássica

De acordo com Potts e Fourier (1984), os métodos clássicos não são capazes de prever a distribuição e a magnitude dos deslocamentos do solo e, conseqüentemente, a sua influência nos momentos fletores e na distribuição das pressões laterais de terra na cortina. A magnitude da movimentação do solo irá depender das propriedades do sistema de contenção (solo, parede e apoios), da

geometria da escavação e da estrutura, da posição e quantidade dos apoios, do método de construção (corte ou aterro) e da tensão inicial do solo.

Os métodos clássicos de análise são usados somente para o projeto de estabilidade (valor da ficha e esforços internos), incorporando um fator de segurança, envolvendo tipicamente:

- i. O uso da teoria do equilíbrio limite, assumindo que o estado de tensões agindo na cortina tenha atingido a plasticidade (estado ativo ou passivo). O método não é capaz de prever qualquer modificação na distribuição das tensões de terra ativa agindo na estrutura devido à instalação dos apoios.
- ii. Inclusão de fatores de segurança parciais, podendo ser aplicados na tensão passiva, no nível d'água, nos parâmetros de resistência do solo, no valor da ficha e/ou nos momentos resistentes. Esses fatores de segurança são utilizados devido às incertezas presentes na caracterização do solo, nos métodos de análise, no carregamento e também para restringir os deslocamentos.
- iii. O cálculo das reações do apoio e profundidade mínima da ficha é realizado a partir da teoria da mecânica geral (equações da estática).
- iv. O diagrama de momentos fletores é obtido a partir das tensões de terra e das reações dos apoios calculadas anteriormente. Como esses cálculos são requeridos sobre condição de trabalho ($FS > 1$), e a informação sobre as distribuições das tensões de terra reais agindo sobre a estrutura não são conhecidas, calcula-se as tensões ativas e passivas conforme teoria clássica que correspondem à condição limite ($FS = 1$).

2.3.1 Software GEO5 – Projeto de Contensões

Com o software GEO5 - Projeto de Contensões, é possível calcular os esforços da parede e dos apoios de uma maneira bem prática. O software se baseia no método clássico, seguindo as normas brasileiras, americanas, europeias ou chinesas. A Figura 34 a seguir mostra a interface do programa, mais especificamente na aba sobre as tensões horizontais no solo. Nesta aba é possível escolher diversas opções pré-

estabelecidas para representar a tensão no solo. Cabe observar que o estudo de Weissenbach et. al. (2002) está incorporado no software, facilitando sua utilização.

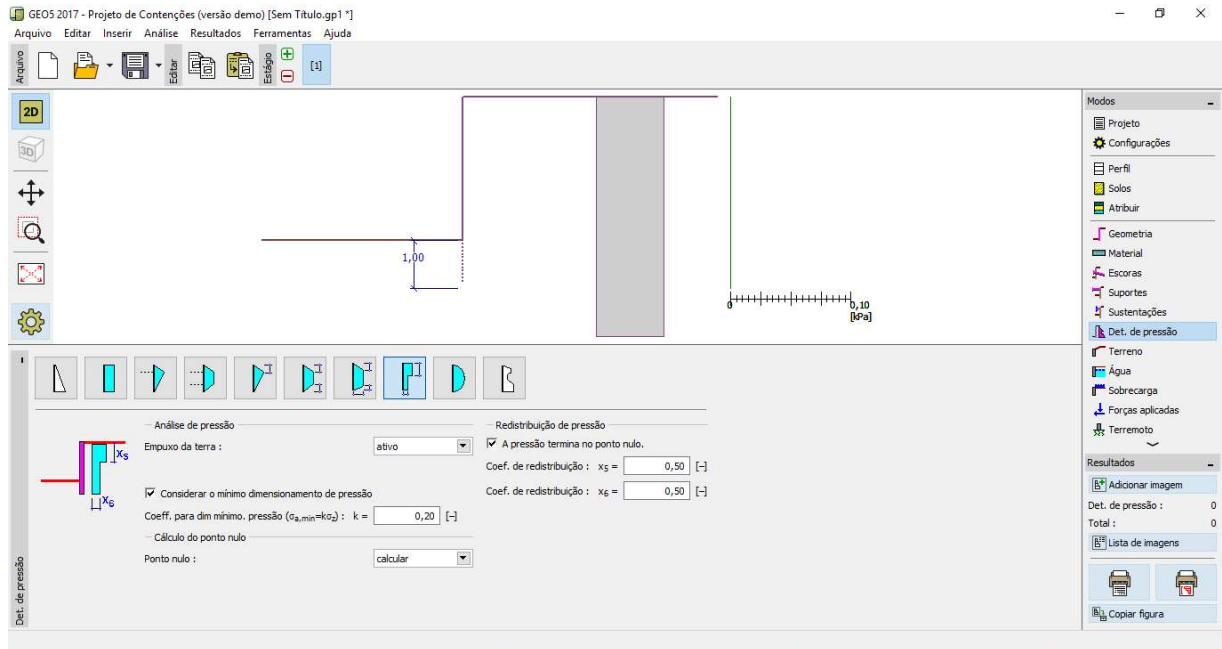


Figura 34 – Interface do programa GEO5 – Projeto de Contenções, aba Det. de pressão no modelo de Weissenbach et. al. (2002) para um apoio

O programa possui 3 opções para considerar a movimentação da água no solo: 1) Hidrostática com o nível d'água somente do lado de fora da escavação; 2) Hidrostático com nível d'água dentro e fora da escavação; 3) Fluxo confinado de uma forma aproximada. Contudo, o software não é capaz de realizar o cálculo do fluxo da água no solo.

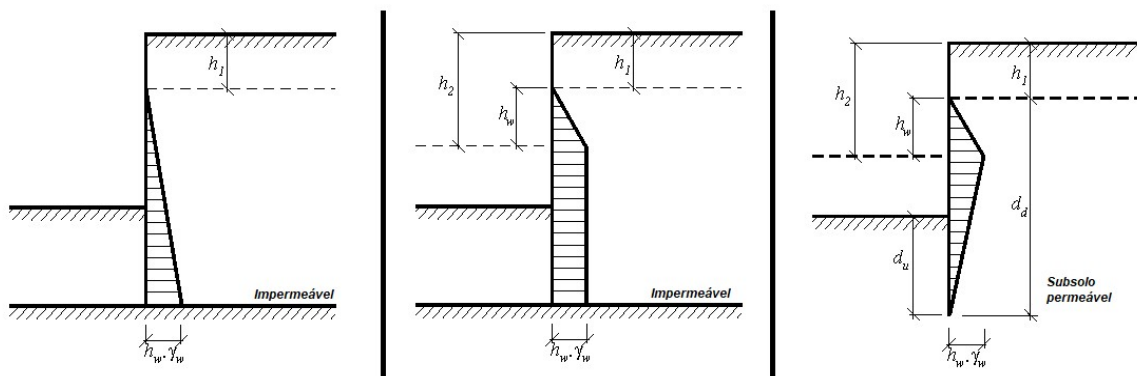


Figura 35 – Movimentação da água no solo no programa GEO5 – Projeto de Contenções

2.3.2 Cálculo de uma cortina hipotética pelo Método Clássico

O objetivo deste item é o de calcular uma parede hipotética pelo método clássico, de duas formas diferentes: 1) Analiticamente, conforme prática usual; e 2) Utilizando o software GEO5 – Projeto de Contensões.

Foi usada a situação baseada no estudo de caso que será apresentado somente no Capítulo 4, porém por se tratar de um estudo hipotético comparativo, os parâmetros utilizados no modelo não serão discutidos neste item. A estratigrafia foi baseada no perfil geotécnico da sondagem mais representativa SP204 (Anexo A) e, assim como a situação, estão resumidamente apresentadas na Figura 36.

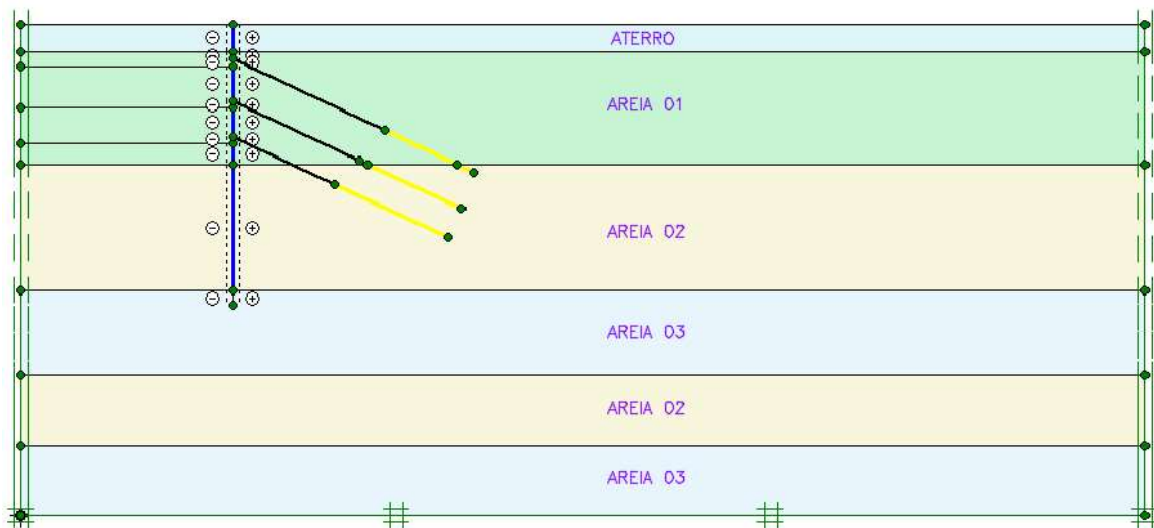


Figura 36 – Estratigrafia do caso hipotético

Os parâmetros dos solos utilizados nesta análise estão resumidos na Tabela 1 e, como foi dito, não serão discutidos neste item:

Tabela 1 – Parâmetros do solo para o estudo hipotético

Solo	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (graus)	c (kN/m ²)	E_{50} (MPa)	ν	δ (graus)
Aterro	17	19	30	0	10	0,3	30
Areia 01	18	20	40	0	80	0,27	40
Areia 02	19	21	44	0	100	0,26	44
Areia 03	20	22	49	0	160	0,25	49

Todos os cálculos analíticos realizados pelo método convencional e simplificado conforme detalhado em Gerscovich et al (2016), com e sem a redução do empuxo passivo, estão apresentados de forma detalhada nos apêndices (APÊNDICE A ao APÊNDICE D).

Para uma melhor comparação entre os métodos, todas as análises hipotéticas deste Capítulo consideraram a poropressão com diagrama do tipo hidrostático, sem fluxo, como se a parede diafragma tivesse alcançado um terreno de menor permeabilidade.

No caso analítico, o cálculo do empuxo atuante foi realizado pelo autor no programa Excel para a situação com 3 apoios, conforme Tabela 2 a seguir:

Tabela 2 – Cálculo da tensão efetiva no programa Excel para a situação com 3 apoios

Cota (m)	σ'_v (kN/m²/m)	σ'_h (kN/m²/m)	U (kN/m²/m)	σ_h (kN/m²/m)	Empuxo (kN/m)
1,50	25,50	6,56	0,00	6,56	4,92
2,00	30,00	7,72	5,00	12,72	3,57
6,00	70,00	4,83	45,00	9,83	32,20
8,50	95,00	11,27	70,00	56,27	33,21
10,00	110,00	15,30	85,00	102,71	24,76
11,67	126,69	17,71		99,48	
		14,48		101,68	26,01
		16,68			

Onde:

σ'_v – Tensão efetiva vertical

σ'_h – Tensão efetiva horizontal

U – Poropressão

σ_h – Tensão total horizontal

O cálculo dos esforços na cortina e reações dos apoios foram realizados pelo software Ftool de acordo com a Figura 37, onde também é possível visualizar o

diagrama de momentos fletores. O empuxo total do solo foi de 125kN/m e conforme a prática brasileira, este valor deverá ser redistribuído em um retângulo equivalente, de mesma área total, no caso de paredes rígidas. A tensão redistribuída de acordo com a prática brasileira neste caso é igual a 10,68kN/m²/m. O diagrama de esforços atuantes na cortina corresponde à parcela efetiva, correspondente ao diagrama retangular equivalente, que foi redistribuído, somado ao diagrama das poropressões.

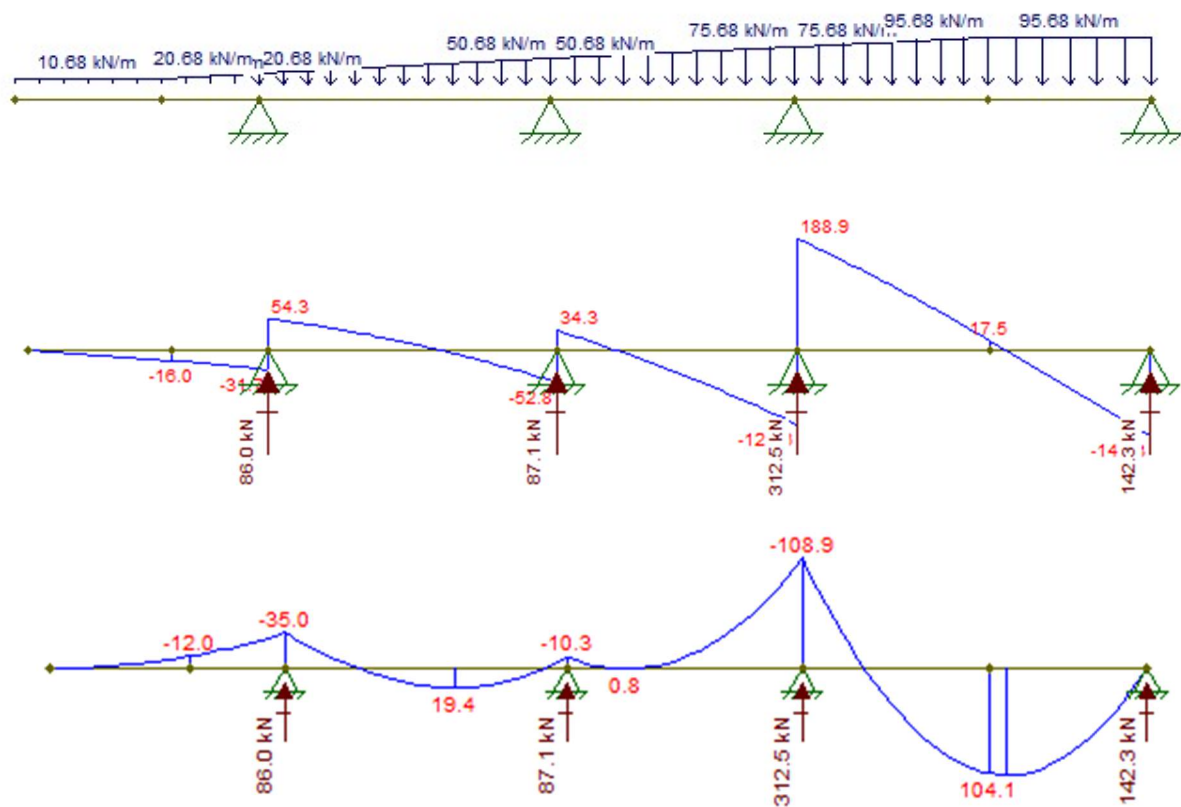


Figura 37 – Carregamento, diagrama de esforços cortantes, e diagrama de momentos fletores por metro linear no software FTOOL

A Figura 38 a seguir mostra os resultados das 4 etapas construtivas geradas pelo programa GEO 5 – Projeto de Contenções, onde é possível analisar os esforços na estrutura (força no tirante, momento fletor e força de cisalhamento) e o valor da ficha mínima necessária para promover o equilíbrio.

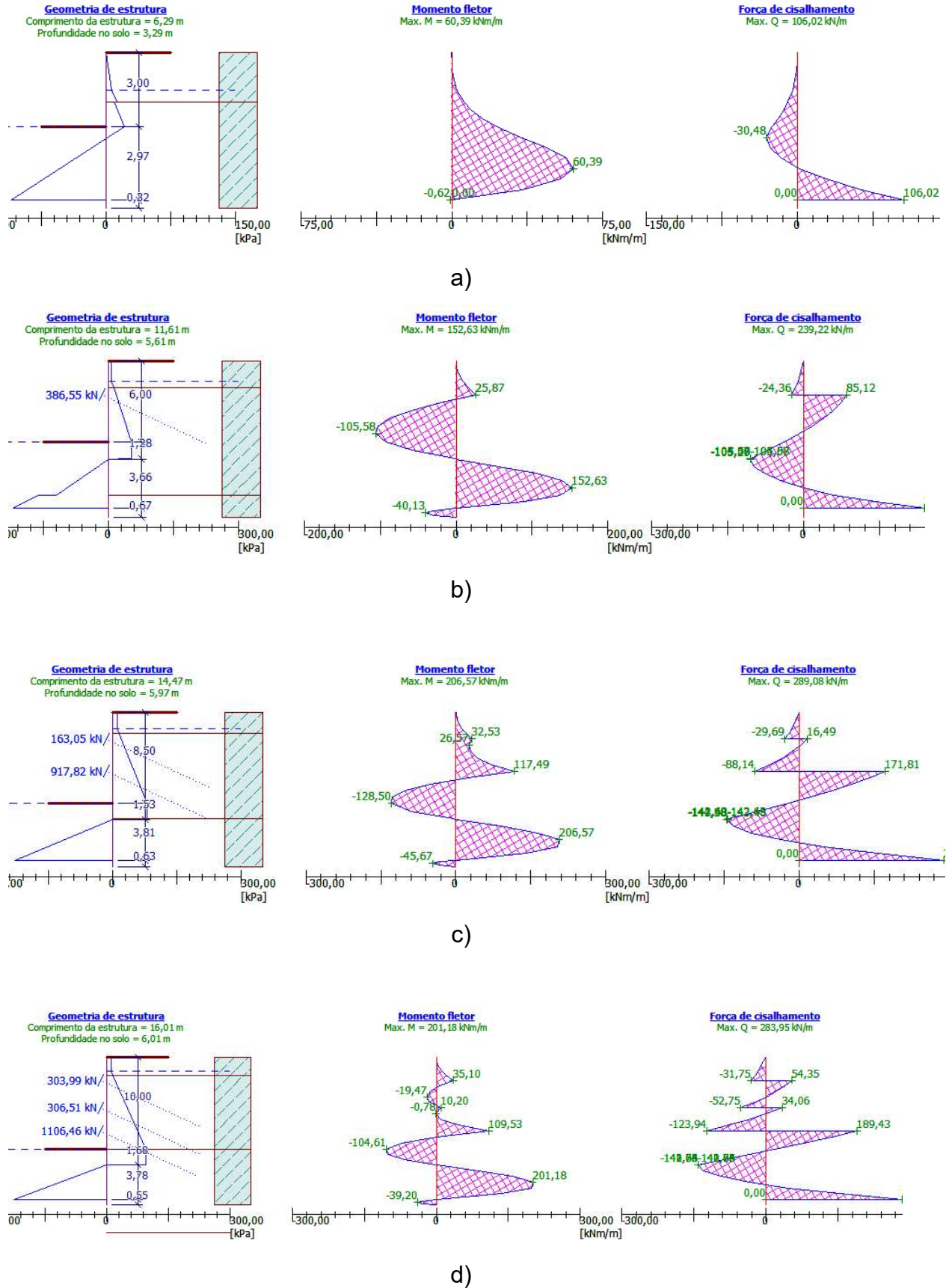


Figura 38 – Esforços na estrutura e valor da ficha mínima pelo programa Geo5 – Projeto de Contêncões: a) Escavação em balanço; b) 1 apoio; c) 2 apoios; d) 3 apoios

A Tabela 3 a seguir apresenta os valores dos momentos máximos e da força na linha de tirante encontrados de acordo com o cálculo analítico e pelo software GEO5 – Projeto de Contensões.

Tabela 3 – Comparação entre a metodologia de cálculo convencional e o programa GEO5 – Projeto de Contensões para o estudo hipotético

ESFORÇOS NA ESTRUTURA				
Situação	Método	Momento Fletor (KNm/m)	Força máxima Tirante (kN)	Somatório das cargas nos tirantes (kN)
Balanço	Convencional	60	-	
	GEO5 - Projeto de Contensões	60	-	
1 Apoio	Convencional	106	386	386
	GEO5 - Projeto de Contensões	106	387	387
2 Apoio	Convencional	134	927	1088
	GEO5 - Projeto de Contensões	129	918	1081
3 Apoio	Convencional	109	1103	1715
	GEO5 - Projeto de Contensões	110	1106	1717

A Tabela 4 a seguir, procura comparar os valores da ficha mínima, para as diferentes formas de considerar o fator de segurança: majorando a ficha, ou minorando a mobilização do empuxo passivo.

Tabela 4 – Comparação entre as metodologias de obtenção da ficha mínima

VALOR DA FICHA MÍNIMA				
Etapa/ Método	Sem redução do passivo (m)	Com redução do passivo (m)	Majorando a ficha (m)	
Balanço	Convencional	3,2	4,1	3,8
	Simplificado	3,4	4,5	4,1
	GEO5 – Projeto de Contensões	3,3	4,2	4,0
1 Apoio	Convencional	5,8	6,9	7,0
	GEO5 – Projeto de Contensões	5,6	6,6	6,7
2 Apoios	Convencional	6,2	7,3	7,4
	GEO5 – Projeto de Contensões	6,0	7,1	7,2
3 Apoios	Convencional	6,2	7,3	7,4
	GEO5 – Projeto de Contensões	6,0	7,2	7,2

É possível verificar que mesmo no último estágio de escavação, a ficha disponível na obra, de 9m, é suficiente para exercer uma restrição efetiva às deformações da cortina. Este fato pode ser comprovado no diagrama de momentos fletores, na Figura 38, mostrada anteriormente, que revela um ponto de inflexão, onde o momento é nulo, e o momento na extremidade inferior é negativo, significando o engastamento da cortina no trecho de embutimento.

É possível verificar que os valores encontrados pelo software GEO5 – “Projeto de Contensões”, foram muito próximos aos cálculos realizados analiticamente, em todas as etapas do problema típico. Com isso se conclui que o GEO5 consiste numa ferramenta interessante aos projetistas, principalmente para realizar um pré-dimensionamento, visando obter a carga de protensão do tirante e a ficha mínima necessária para a estabilidade. Além disso, constata-se também que os métodos analíticos, baseados em equilíbrio limite, ainda são muito utilizados na prática de projeto. Porém, por serem baseados em equilíbrio limite, têm como principal limitação

não serem capazes de fornecer uma estimativa direta dos deslocamentos horizontais da estrutura.

2.3.3 Redistribuição das tensões conforme EAB e Weissenbach et. al. (2002).

Foi realizada uma análise no programa GEO5 – Projeto de Contensões, considerando a redistribuição das tensões horizontais conforme proposto por Weissenbach et. al. (2002). A Tabela 5 a seguir apresenta uma comparação entre a forma usual no Brasil (distribuição retangular), com o usual na Alemanha, de acordo com o EAB e Weissenbach.

Tabela 5 - Comparação entre as práticas usuais de redistribuição de tensões no Brasil e na Alemanha

Situação	Usual Alemanha (Weissenbach)		Usual Brasil (redistribuição retangular)	
	Força Tirante (kN)	Momento Fletor (kNm/m)	Força Tirante (kN)	Momento Fletor (kNm/m)
1 Apoio	401	100	387	106
2 Apoio	981	128	918	129
3 Apoio	1115	110	1106	110

Como pode ser verificado, os valores apresentados são bem parecidos. O autor desta pesquisa acredita que a prática usual brasileira representa uma excelente aproximação tendo em vista sua simplicidade.

2.4 Método da Viga Sobre Base Elástica – Método da Mola

Conforme Velloso et. al. (1998), nos modelos discretos o solo não é representado como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados. O modelo de Winkler, ou modelo com resposta linear, foi o primeiro modelo

a representar o solo como um conjunto de molas. Segundo esta hipótese, as tensões de contato são proporcionais aos deslocamentos. Este modelo pode ser usado para representar o solo em um carregamento vertical, abaixo de uma fundação por radier, por exemplo, ou em carregamento horizontal, em estruturas de contenções de escavações ou em estacas sob cargas horizontais.

O princípio básico do modelo de Winkler é considerar uma fundação com uma certa rigidez, sobre uma base que apresenta um comportamento elástico. A interação solo-estrutura pode ser simulada através da consideração de uma série de molas individuais, conforme Figura 39.

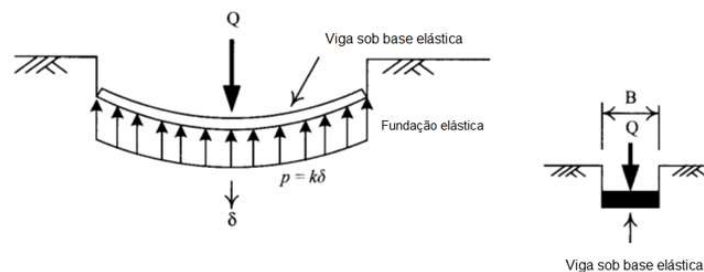


Figura 39 – Modelo de Winkler, adaptado de Ou, 2006

Ou (2006), apresenta na Figura 40a, o modelo de molas em uma escavação assumindo que a cortina tem o comportamento de viga sobre base elástica. Tanto o maciço de solo como os apoios podem ser considerados como um conjunto de molas. Na Figura 40b é mostrada a distribuição de tensões antes da escavação, ou seja, na condição de repouso K_0 . Após a escavação, na Figura 40c, é ilustrado que o descarregamento gera um desequilíbrio entre os dois lados da cortina, fazendo com que ela se deforme. O valor da resultante que causa este “desequilíbrio” é a diferença entre a tensão do solo no repouso (k_0) nos dois lados da escavação, antes que ocorra a movimentação da cortina. Em razão deste “desequilíbrio”, a parede sofre um deslocamento, o que irá ocasionar uma mudança nas tensões laterais atuantes.

O empuxo do lado não escavado vai ser reduzido para $\sigma' = \sigma'_r - K_h.v$, sendo K_h o coeficiente de recalque na direção horizontal e v o deslocamento nesta direção. O menor valor de σ'_h é o correspondente ao estado ativo de Rankine. Para maiores deslocamentos, o maciço assume um comportamento perfeitamente plástico.

O empuxo do lado escavado é aumentado para o valor de $\sigma' = \sigma'_r + K_h.v$. Quando a mola mobiliza a condição passiva, o aumento de tensão horizontal não pode

mais crescer e o maciço atinge o comportamento plástico. Entre as duas situações de equilíbrio limite considera-se que o comportamento seja elástico. Na Figura 40d, Ou (2006) ilustra o trecho, do lado da escavação, em que o comportamento é plástico (foi atingido o limite superior, passivo), e o trecho em que as tensões ainda são “elásticas”.

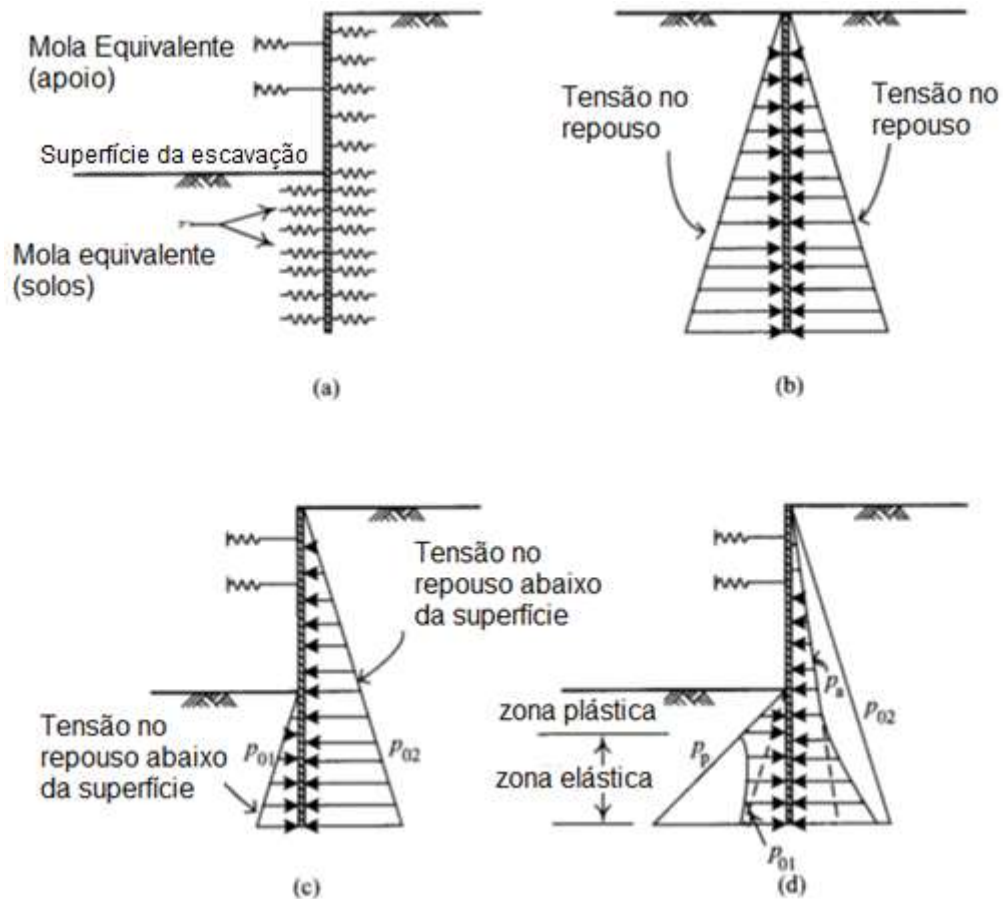


Figura 40 – Representação do modelo de molas em escavações, adaptado de Ou, 2006

2.4.1 Software GEO5 – Verificações de Contensões

O software GEO5 - Verificações de Contensões versão 2017, utiliza do método da viga sob base elástica, que discretiza a parede em diversos elementos, representando o solo como um sistema de molas independentes.

De acordo com o manual, este software é utilizado para analisar escavações profundas e estruturas de contenção pelo método de análise elasto-plástica, linear ou não linear, em que a magnitude das pressões atuando sobre uma estrutura pode

depender da sua deformação. Este método elasto-plástico modela o comportamento real da estrutura durante o processo construtivo e determina forças internas e deformações na parede. Esta é uma vantagem importante em relação ao método do equilíbrio limite, pois permite uma previsão dos deslocamentos da parede, e tais deslocamentos estão associados aos recalques das fundações vizinhas. Cabe observar que o programa discretiza somente a parede, sendo o modelo constitutivo do solo um simples sistema de molas, muito inferior, em termos de recursos de modelagem, aos modelos constitutivos do método dos elementos finitos. Não é possível verificar as tensões e deformações no interior da massa de solo, o que limita a sua utilização. Mas pela sua simplicidade, é muito útil para realizar a verificação dos esforços e deformações na parede e nos apoios, que é o foco principal desta análise.

A suposição básica do método é que o solo próximo da parede se comporta como um material elasto-plástico de Winkler. Este material é caracterizado pelo módulo de reação do subsolo k_h , que incorpora a deformação na região elástica. Ao ultrapassar as deformações limites (k_a e k_p), o material se comporta como plástico ideal. São usados os seguintes pressupostos:

- i. A tensão que atua sobre uma parede pode variar entre seu valor ativo e passivo, mas não pode ficar fora desses limites.
- ii. A tensão em repouso atua sobre uma estrutura não deformada ($v = 0$).

A tensão horizontal que atua sobre uma estrutura deformada é calculada pelo programa conforme equação (1), desde que não ultrapasse os limites de plasticidade do solo para os estados ativo e passivo.

$$\sigma = \sigma_r - k_h \cdot v \quad (1)$$

para: $\sigma < \sigma_a$ $\sigma = \sigma_a$

para: $\sigma > \sigma_p$ $\sigma = \sigma_p$

Onde:

σ_r – Tensão em repouso

k_h - Módulo de reação horizontal do subsolo

v - Deformação da estrutura na direção horizontal

σ_a - Tensão de terras ativa

σ_p - Tensão de terras passiva

Antes de utilizar este software, é necessário realizar um projeto preliminar para obter as dimensões da parede (espessura e profundidade), e cargas nos tirantes. O que deve ser realizado pelo método clássico, conforme visto anteriormente no item 2.3.

Conforme manual do programa, no caso de parede rígida de concreto o módulo de reação do subsolo pode ser calculado conforme Schmitt (1995) pela equação (2). Esta análise do módulo de reação do subsolo baseia-se na relação linear entre o módulo oedométrico e a rigidez à flexão da estrutura introduzida por Schmitt (1995) na revista técnica francesa, “Revue Francaise de Géotechnique no. 71 and 74”.

$$k_h = 2,1 \cdot \left(\frac{(E_{oed})^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \right) \quad (2)$$

Onde:

EI - Rigidez à flexão da estrutura (MN.m²/m)

E_{oed} - Módulo oedométrico (MPa)

As saídas do programa GEO5 – Verificação de contenções, para a situação em balanço, 1 apoio, 2 apoios e 3 apoios, estão plotadas respectivamente na Figura 41, Figura 42, Figura 43 e Figura 44 a seguir. Cada saída apresenta os valores do módulo de reação do subsolo (k_h), os deslocamentos da cortina e dos apoios, a tensão horizontal agindo na estrutura e os diagramas dos esforços (momento e cortante) da cortina.

Cabe observar que a carga no tirante informada na saída do programa, deve ser sempre superior ao valor inserido para a protensão. Isto ocorre devido ao modelo considerar a instalação do tirante ocorrendo antes da escavação do trecho. O aumento da carga é função do deslocamento sofrido pelo tirante após a escavação. Caso se considere a escavação na mesma etapa construtiva da instalação do tirante, o valor de retorno será igual ao valor inserido, mas a análise não estará correta.

Com a instalação do tirante, as tensões calculadas pelo programa atrás da cortina, são superiores ao valor mínimo do empuxo ativo. É possível identificar uma concentração de tensões próximas do apoio, caracterizando a redistribuição de tensões.

Máximos valores das forças internas agindo na estrutura

Método para análise máxima = 30,46 kN/m
 Momento máximo = 60,18 kNm/m
 Deslocamento máximo = 5,2 mm

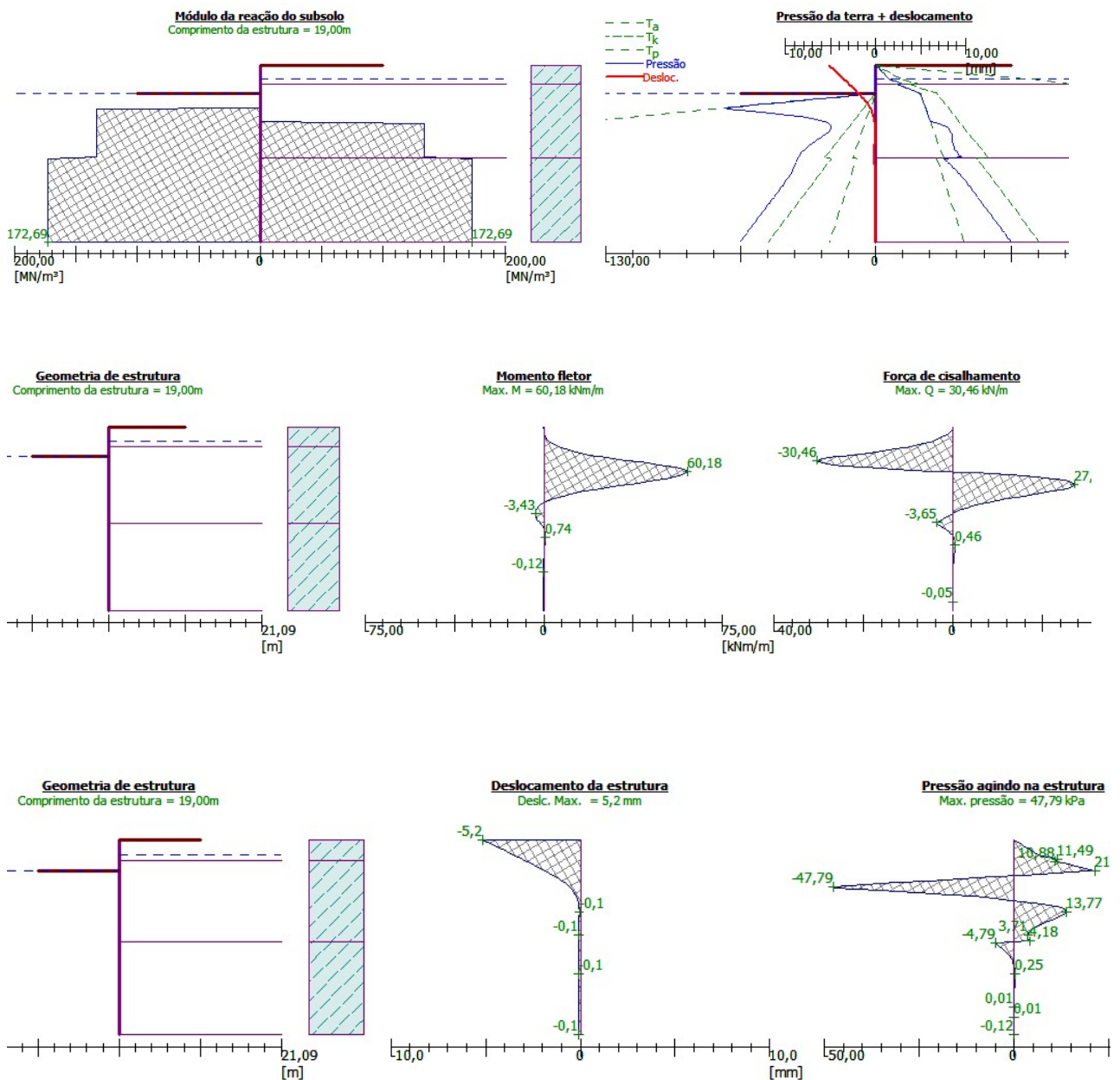


Figura 41 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação em balanço.

Máximos valores das forças internas agindo na estrutura

Método para análise máxima = 88,21 kN/m
 Momento máximo = 103,91 kNm/m
 Deslocamento máximo = 4,7 mm

Forças das escoras

No.	Prof. [m]	Deslocamento [mm]	Força da escora [kN]
1	2,50	-3,6	420,95

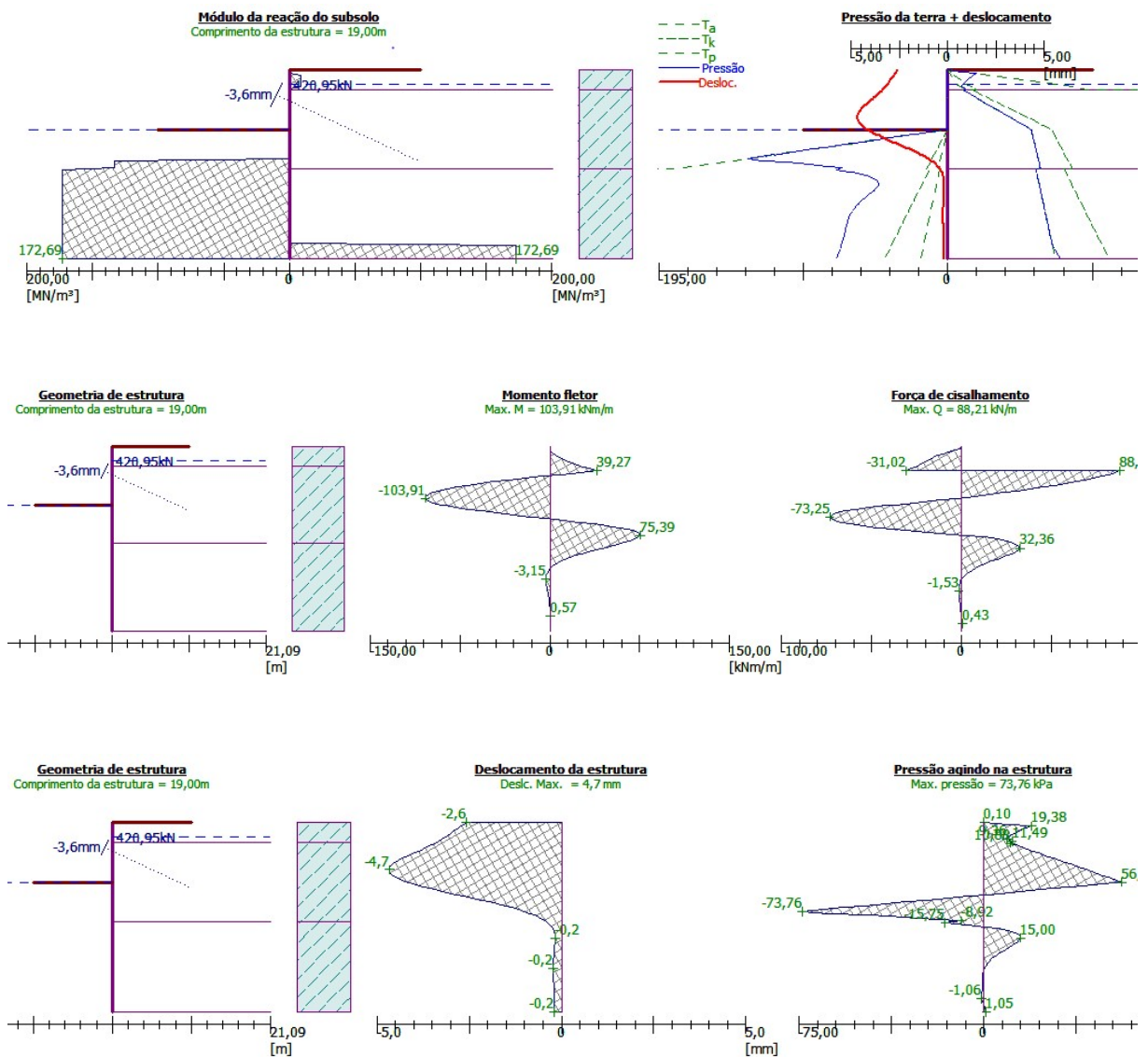


Figura 42 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação com 1 apoio.

Máximos valores das forças internas agindo na estrutura

Método para análise máxima = 172,23 kN/m
 Momento máximo = 152,62 kNm/m
 Deslocamento máximo = 6,3 mm

Forças das escoras

No.	Prof. [m]	Deslocamento [mm]	Força da escora [kN]
1	2,50	-3,5	418,15
2	5,50	-4,9	986,18

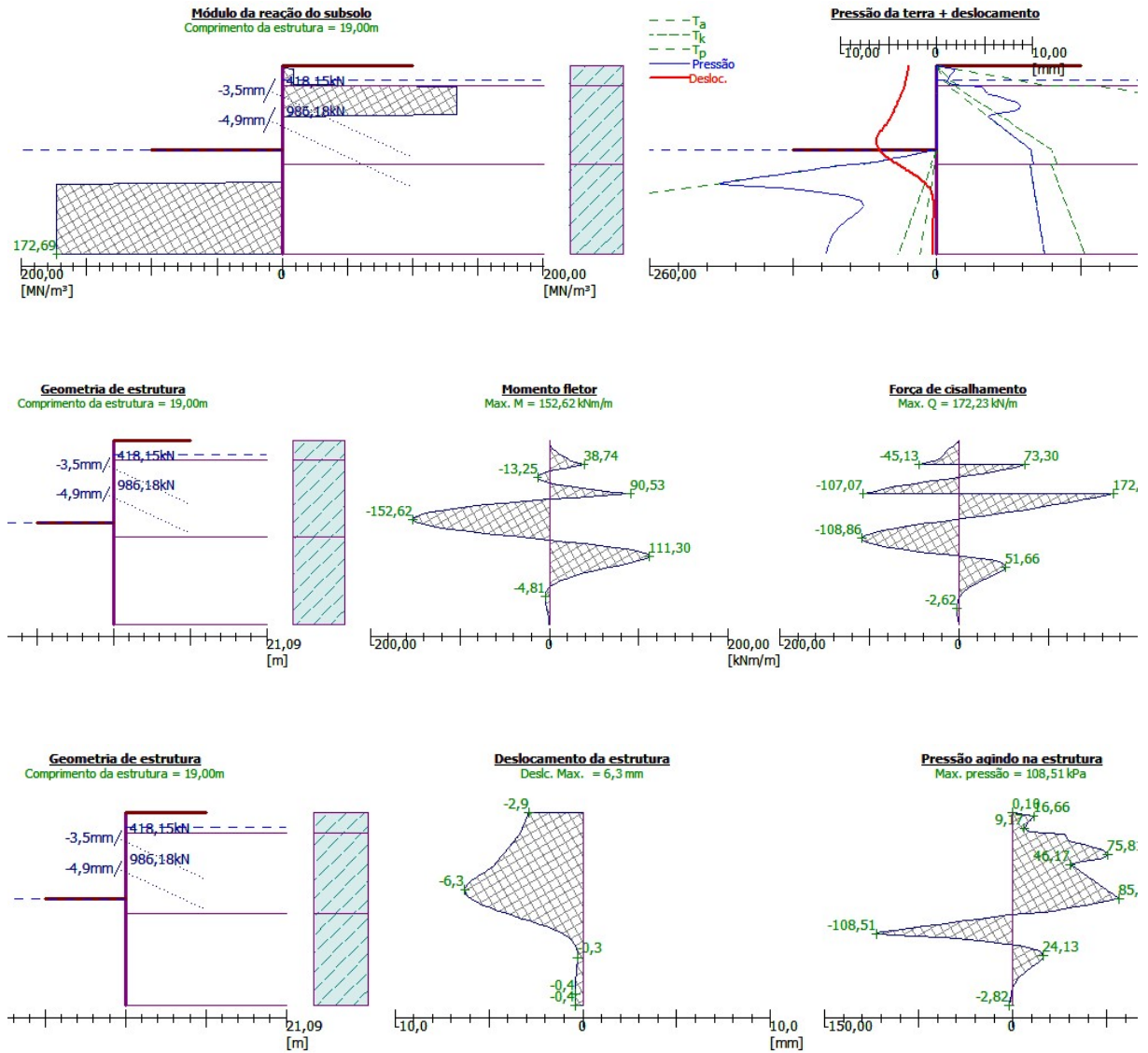


Figura 43 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação com 2 apoios.

Máximos valores das forças internas agindo na estrutura

Método para análise máxima = 177,79 kN/m
 Momento máximo = 132,28 kNm/m
 Deslocamento máximo = 6,1 mm

Forças das escoras

No.	Prof. [m]	Deslocamento [mm]	Força da escora [kN]
1	2,50	-3,5	418,90
2	5,50	-4,7	973,34
3	8,00	-5,9	1144,91

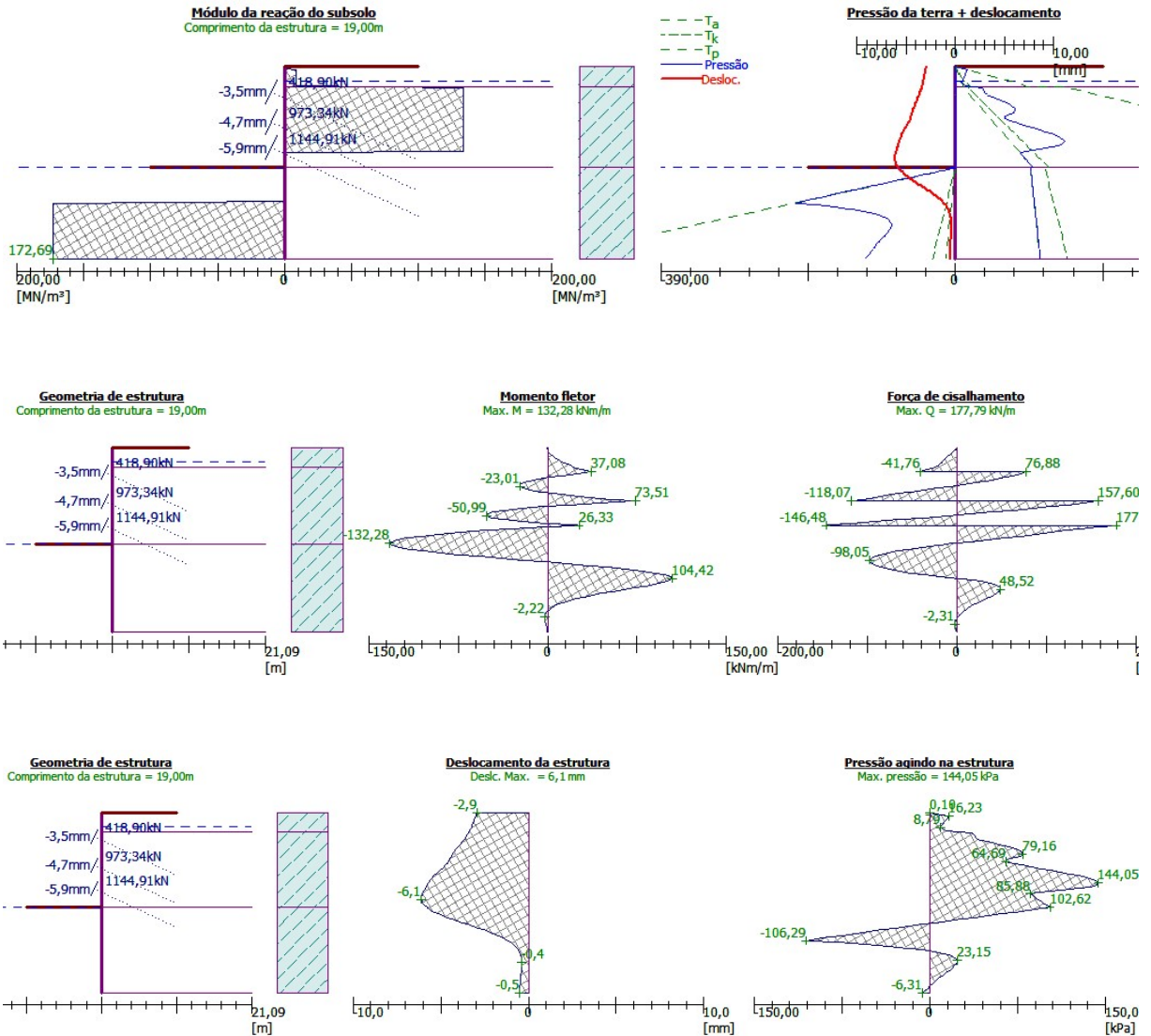


Figura 44 – Módulo de reação horizontal do solo, tensões resultantes, deslocamentos, momentos fletores e força de cisalhamento calculadas pelo programa Geo5 – Verificação de contenções para situação de escavação com 3 apoios.

2.5 Método dos Elementos Finitos - MEF

De acordo com Filho (2000), os métodos analíticos clássicos para o cálculo de estruturas, obtidas a partir dos conceitos da Resistência dos Materiais, apoiam-se nos teoremas da Mecânica Geral, em particular no estudo da Estática. A Teoria da Elasticidade estuda o comportamento dos sólidos deformáveis utilizando a matemática das equações diferenciais, que descrevem o equilíbrio da estrutura. Esses métodos permitem com exatidão o cálculo dos deslocamentos, deformações e tensões nos infinitos pontos do sistema (solução exata). Porém, as soluções são conhecidas somente para alguns casos, requerendo excessivas simplificações e trabalhosos cálculos matemáticos. Com isso, surgiu a necessidade de desenvolver procedimentos aproximados, que pudessem ser aplicados em caráter geral, independente da forma da estrutura e das condições de carregamento impostas, dentro da precisão aceitável da engenharia (solução aproximada), dando origem ao Método dos Elementos Finitos (MEF).

De acordo com Filho (2000), nos sistemas discretizados, não se pretende calcular os deslocamentos nos infinitos pontos do sistema como no caso do contínuo. Em primeira instância são calculados somente os deslocamentos de alguns pontos que são os nós do modelo. É julgado que o número de pontos discretos escolhidos é suficiente para representar o deslocamento do conjunto inteiro de forma aproximada. Os parâmetros que descrevem o comportamento do sistema são os deslocamentos nodais. A partir destes, pode-se determinar os esforços internos (tensões) e avaliar a resistência da estrutura objeto de análise.

Essa discretização produz diversas equações algébricas simultâneas geradas a partir da condição de equilíbrio de cada elemento, que são geradas e resolvidas com o auxílio de computadores. As decisões são tomadas pelo analista somente na etapa de elaboração do modelo. O meio mais eficiente de se armazenar essas informações e processá-las é por intermédio de Matrizes. Porém, cabe observar que o problema do equilíbrio não é matricial. A introdução da notação matricial é imposta somente para solucionar as equações simultâneas de forma compacta e elegante. (Filho, 2000)

Em uma estrutura reticulada composta por elementos de viga, conectados entre si somente nas juntas ou nós estruturais, a formulação do modelo matemático discreto equivalente a estrutura contínua surge quase que naturalmente. As equações de equilíbrio, juntamente com a condição que os elementos continuem interconectados

nesses pontos após a deformação da estrutura (condição de compatibilidade), já são suficientes para conceber matematicamente o modelo de cálculo.

Já nas aplicações da engenharia, em geral, os sistemas são muito mais complexos, como a estrutura de um avião ou uma barragem por exemplo. O corpo contínuo é então subdividido artificialmente em um número finito de elementos, também conectados apenas nos nós. Com isso, devem ser consideradas algumas considerações adicionais, além da imposição do equilíbrio e compatibilidade dos nós.

O ponto de partida do MEF é a relação entre forças nodais e deslocamentos nodais para cada elemento individual. Esta ideia fundamental está relacionada ao conceito de rigidez. Os diversos componentes de rigidez de um elemento (rigidez axial, flexão, etc.) estão relacionados aos diversos componentes de forças e deslocamentos, e podem ser contabilizados por intermédio de relações matemáticas que descrevem o comportamento físico, (Filho, 2000).

Sua principal vantagem sobre o método da viga sobre base elástica é o envolvimento de todo o maciço de solo, bem como a superioridade dos modelos constitutivos, que conectam tensão versus deformação, em diversos pontos do solo. Os mais utilizados em escavações são: 1) Modelo linear elasto-plástico perfeito, ou modelo Mohr Coulomb (MC) no Plaxis, e 2) Modelo hiperbólico, ou modelo Hardening Soil no Plaxis (HS). A seguir, serão descritos as principais características destes dois modelos.

2.5.1 Modelo Mohr Coulomb - Plaxis

De acordo com (Brinkgreve, 2002), o modelo de Mohr-Coulomb (MC) é um modelo linear elasto-plástico perfeito. Sua principal vantagem está na sua simplicidade (menos incógnitas). Graficamente é um sistema formado somente por duas retas, representado matematicamente por funções de primeiro grau. A primeira reta representa a fase elástica, com a tensão variando linearmente com a deformação até atingir a tensão de escoamento do material. O estado de tensão localizado abaixo da linha de escoamento é considerado puramente elástico, e as deformações são totalmente reversíveis. A segunda reta é exatamente a tensão de escoamento do

material, onde ocorrem somente deformações plásticas perfeitas, não havendo nenhuma recuperação do material (deformações irreversíveis). Como este modelo é perfeitamente plástico, a tensão máxima é a própria tensão de escoamento e o material se deforma para uma tensão constante. Este modelo obedece o critério de plasticidade também estabelecido por Mohr-Coulomb.

O modelo MC também permite relacionar as deformações cisalhantes plásticas ε^p com as deformações volumétricas plásticas γ^p através das funções potenciais plásticas. Isto ocorre devido ao fenômeno da dilatância (terceiro parâmetro de plasticidade), que é a tendência do solo em modificar de volume quando este recebe um esforço de cisalhamento. Dependendo do índice de vazios inicial, o solo pode apresentar comportamento dilatante ou retrátil. (Brinkgreve, 2002).

O modelo MC só considera a dilatância a partir da plastificação do solo. Na fase elástica as tensões cisalhantes provocam unicamente distorção e, diferente de outros modelos e do comportamento real do solo, o aumento de volume devido a dilatância ocorre indefinidamente enquanto houver aumento de deformações cisalhantes, (Brinkgreve, 2002).

O manual do programa Plaxis sugere valores para a dilatância de aproximadamente zero para argilas ($\psi \approx 0$) e um valor de $\psi = \phi - 30^\circ$ para areias derivadas do quartzo.

Nas opções avançadas do programa também é possível estabelecer um crescimento com a profundidade, tanto para o módulo de elasticidade E como para o valor da coesão efetiva c' .

É importante observar que este modelo deve ser usado somente como uma primeira aproximação dos resultados pois, na realidade, o solo se comporta de uma forma muito mais complexa. Pode-se dizer que o solo é um material plástico, não linear, dificultando muito sua representação matemática. O modelo de Mohr Coulomb pode ser visto como a linearização do comportamento real do solo, e é por conta desta simplicidade que este modelo é vastamente utilizado pelos engenheiros geotécnicos.

A não linearidade do solo faz com que sua rigidez não seja constante. De acordo com Gouw (2014), para pequenos níveis de tensões, o modelo de Mohr Coulomb é uma excelente aproximação. Já para tensões acima de 50% da tensão de escoamento (máxima), considerando que a movimentação do solo irá ocorrer, os resultados não são satisfatórios. A aplicação de um modelo simples pode fornecer

deslocamentos muito inferiores aos reais, sendo perigosa a sua utilização para baixos fatores de segurança (inferiores a 2), conforme Figura 45.

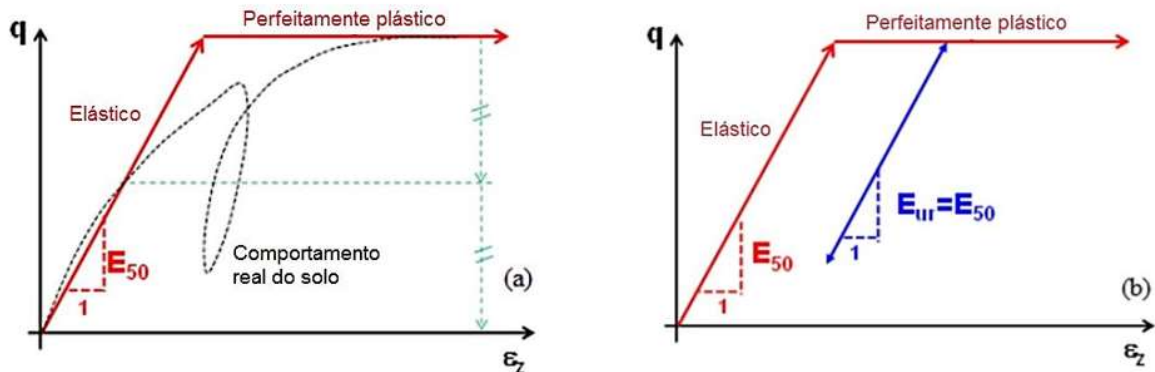


Figura 45 – Comparação entre o modelo de Mohr Coulomb e o comportamento real do solo, adaptado de Gouw, 2014

A principal crítica em se utilizar o MC em escavações é que este modelo considera o módulo de descarregamento-recarregamento E_{ur} igual ao módulo de carregamento ($E_{ur} = E_{50}$). Na realidade, o valor de E_{ur} é muito maior, no descarregamento, atingindo de 2 a 5 vezes o valor de E_{50} , conforme Figura 46. (Gouw 2014)

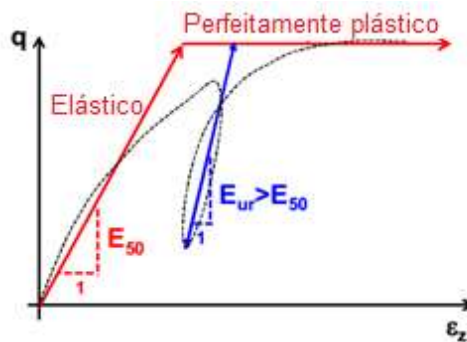


Figura 46 – Módulo de elasticidade no descarregamento maior do que no carregamento, adaptado de Gouw, 2014)

2.5.2 Modelo Hardening Soil – Plaxis

Antes de introduzir os conceitos fundamentais do modelo Hardening Soil, se faz necessário compreender o conceito de endurecimento do solo. Endurecimento, enrijecimento, ou até encruamento seriam possíveis traduções para o termo “*hardening*”. Este conceito fundamental da teoria da plasticidade pode ser visualizado em dois ensaios a tração simples em dois materiais distintos descritos a seguir, ilustrados por Velloso et al. (1998).

- i. O primeiro material, com ensaio de tração representado pelo diagrama da Figura 47 (a), atende ao critério de escoamento da Figura 47 (b). Por mais que se deforme plasticamente, o escoamento será sempre no ponto B (Modelo Mohr-Coulomb).

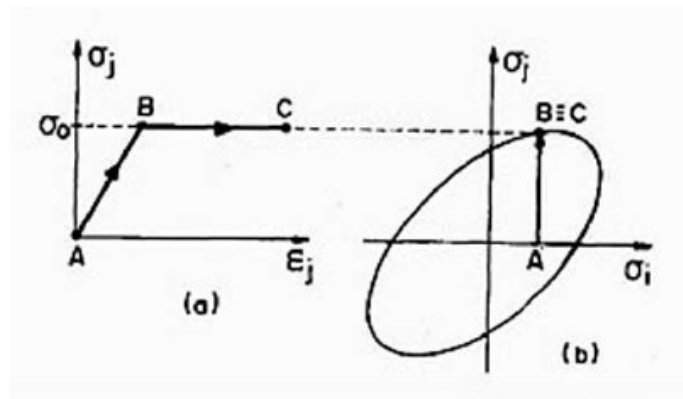


Figura 47 – Ensaio de tração do 1º material - sem endurecimento (Velloso et. al. 1998)

- ii. Já num segundo material, cuja curva tensão x deformação e critério de escoamento encontram-se na Figura 48, observa-se um comportamento inicial elástico até o escoamento em B. A partir deste ponto qualquer acréscimo de deformação plástica irá apresentar uma expansão da curva de escoamento. Caso o material sofra um descarregamento até o ponto D, e recarregado novamente, o escoamento ocorrerá no ponto C, e não no ponto B', estando este último no trecho da fase elástica.

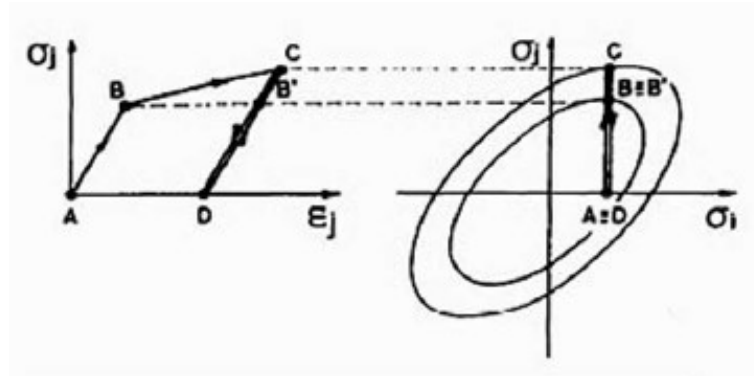


Figura 48 – Ensaio de tração do 2º material - com endurecimento (Veloso et. al. 1998)

No caso específico dos solos, este endurecimento também pode ser visto em um ensaio edométrico mostrado por Oliveira (2015) na Figura 49, onde é possível tirar algumas conclusões:

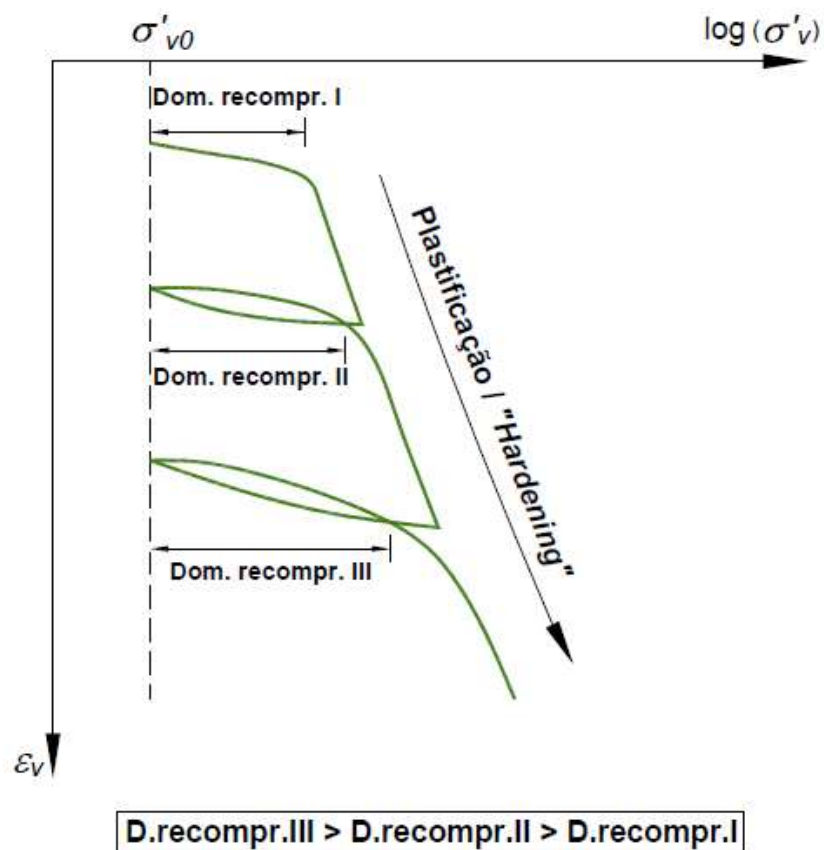


Figura 49 – Ensaio de compressão edométrico (Oliveira, 2015)

- i. O módulo de elasticidade do solo no trecho descompressão recompressão é visivelmente maior do que no trecho de compressão do domínio virgem ($E_{ur} > E_{oed}$).
- ii. Nos domínios de descompressão-recompressão as deformações são predominantemente elásticas, enquanto que no carregamento, durante o domínio virgem, predominam as deformações plásticas.
- iii. Quanto maior é o carregamento do solo no estado plástico (domínio virgem), maior será o domínio de descompressão-recompressão, mostrando o endurecimento do solo (hardening).

De acordo com o manual do programa Plaxis 2D 8.2, Brinkgreve (2002), o modelo HS, diferentemente do MC, não apresenta a superfície de plastificação fixa, mas sim variável, devido às deformações plásticas. Além disso, ele diferencia dois tipos de “hardening”:

- i. “*Shear hardening*” – Utilizado para modelar deformações plásticas devidas ao acréscimo de tensão desviadora primária (virgem). Este processo pode ser visualizado na Figura 50, onde a superfície de plastificação de Mohr-Coulomb vai gradativamente aumentando de acordo com as deformações cisalhantes.

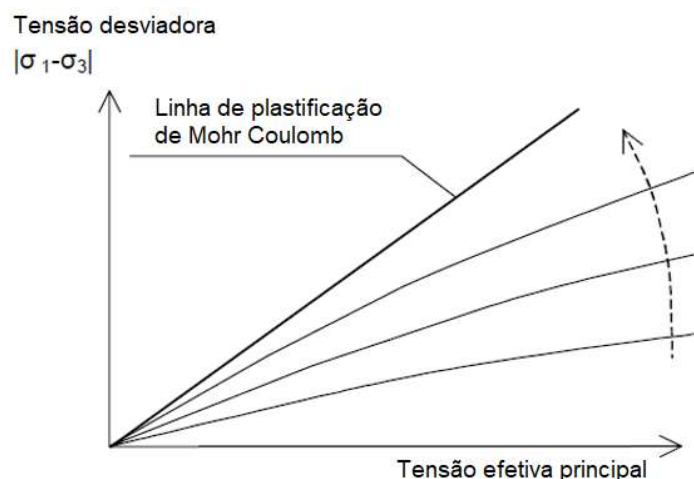


Figura 50 – Aumento gradativo da superfície de plastificação do critério de Mohr Coulomb (Brinkgreve, 2002)

- ii. “*Compression hardening*” - Usado para modelar deformações plásticas devido a compressão primária (virgem), no carregamento edométrico e carregamento isotrópico (hidrostático). Está relacionada com a superfície que limita a região elástica no eixo p , mostrada na Figura 51. Esta limitação é denominada “cap” e introduzida através de uma função de plasticidade f_c .

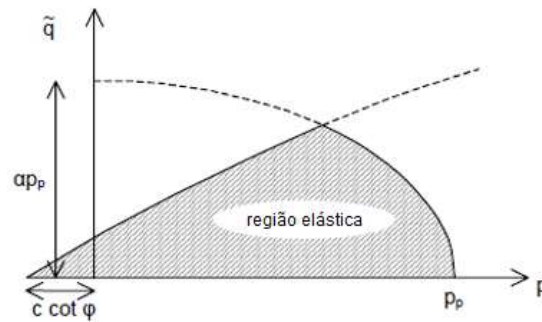


Figura 51 – Limite da região elástica através da introdução do “cap”, adaptada de Brinkgreve, 2002

A superfície de plastificação do modelo Hardening Soil no espaço de tensões principais está apresentada na Figura 52.

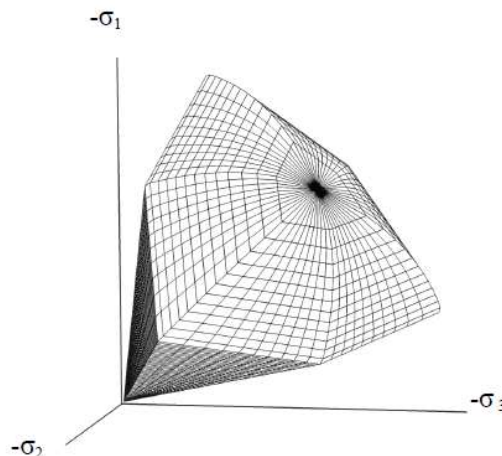


Figura 52 – Superfície de plastificação do modelo Hardening Soil (Brinkgreve, 2002)

De acordo com Schanz (1998), citado no manual do programa Plaxis, o modelo HS é um modelo avançado que pode ser utilizado para simular o comportamento, tanto para solos rígidos, como para solos moles. Quando submetido a incrementos virgens de tensões desviadoras, o solo apresenta uma diminuição na rigidez, e

simultaneamente deformações plásticas são desenvolvidas. No caso especial de um ensaio triaxial drenado, a relação observada entre a tensão desviadora e a deformação axial pode ser expressa, aproximadamente, por uma hipérbole. Esta relação foi primeiramente formulada por Kondner (1963) e posteriormente pelo conhecido modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970). Um resumo da formulação básica do modelo de Duncan e Chang foi incluída no Apêndice G.

O modelo Hardening Soil utilizado no Plaxis supera este modelo hiperbólico, mesclando a teoria da elasticidade com a teoria da plasticidade, considerando um ângulo de dilatância e introduzindo a noção do “cap”, descrito acima.

A formulação básica do HS é a relação hiperbólica entre a tensão desviadora q (Figura 53) e a deformação axial, em um ensaio triaxial drenado, descrito pela equação (3), onde q_a é o valor da assíntota, a resistência ao cisalhamento:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (3)$$

Onde:

ε_1 – Deformação

q – Tensão desviadora na ruptura

q_1 – Valor assintótico de tensão desviadora

O Parâmetro E_{50} é o módulo de rigidez da tensão confinante dependente do carregamento primário e é dado pela equação (4):

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad (4)$$

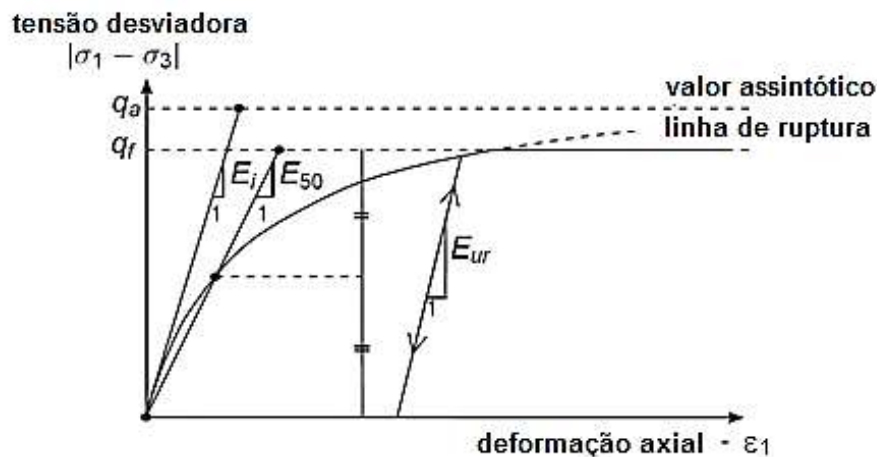


Figura 53 – Princípio básico do modelo Hardening Soil, adaptado de Brinkgreve, 2002

As principais características, e os parâmetros envolvidos no HS, são:

- i. Rigidez varia de acordo como nível de tensões. O parâmetro m do modelo define o nível de dependência da rigidez em relação ao nível de tensões. Quanto menor o m , menor a dependência. O manual do programa orienta utilização de $m=1$ para argilas moles. O manual cita também Janbu (1963), que sugere a utilização de $m = 0,5$ para areias e siltes da Noruega, e Von Soos (1980), que reporta valores de m entre $0,5 < m < 1,0$.
- ii. Deformação plástica devida ao carregamento desviatório primário.
- iii. Parâmetro E_{50}^{ref} , módulo secante de um ensaio triaxial drenado a 50% da tensão de ruptura, para o valor da tensão confinante $\sigma'_3 = p^{ref}$.
- iv. Deformações plásticas devido a compressão primária. E_{oed}^{ref} , módulo tangente para carregamento primário edométrico, para o valor de $\sigma'_1 = p^{ref}$.
- v. Comportamento elástico no descarregamento-carregamento. E_{ur}^{ref} , módulo de rigidez de descarregamento-carregamento; ν_{ur} , coeficiente de Poisson para o descarregamento-carregamento. O manual do programa recomenda utilização de $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ e $\nu_{ur} = 0,2$.
- vi. Plasticidade de acordo com critério de Mohr-Coulomb, com parâmetros de resistência c' , ϕ' e dilatância ψ .

2.5.3 Software Plaxis 2D

A parede é representada pelo elemento de placa (plate), que é composto por elementos de viga com três graus de liberdade (u_x , u_y e ϕ_v) em cada nó. Os elementos de placa são definidos a partir da rigidez axial (EA), da rigidez a flexão (EI), do peso da parede (w), e do coeficiente de Poisson (ν). O valor da espessura da parede é calculado automaticamente pelo programa, em função da rigidez axial e da rigidez a flexão conforme equação (5):

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (5)$$

No meio contínuo, o elemento de placa e o elemento de solo, se superpõem. Com isso, para o cálculo do peso da parede (w), é necessário subtrair do valor do peso do concreto ($\gamma_{concreto}$) o valor do peso do solo (γ_{solo}). De acordo com Gouw (2014) e apresentado na Figura 54, para a região abaixo do nível da escavação, como a parede está embutida dentro do solo, é preciso diminuir toda a área da parede. Já na região acima, como ocorreu a escavação em um dos lados, deve-se diminuir somente metade da espessura da parede.

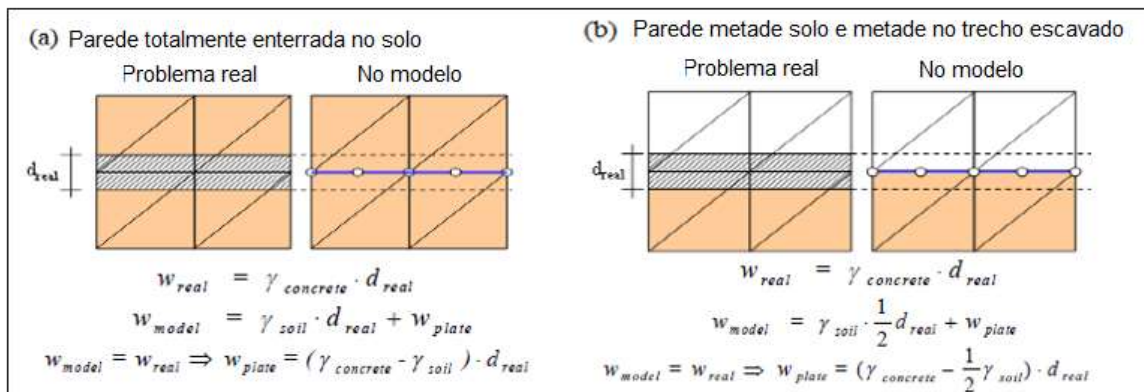


Figura 54 – Parede dentro da massa de solo

O tirante é modelado no Plaxis usando uma combinação do “*node to node anchor*”, simulando o trecho livre do tirante, e “*geogrid*”, simulando o bulbo. O *geogrid* é um elemento elástico flexível que só reage a forças de tração. O “*node to node*

anchor” é um elemento de mola. É necessário fornecer somente o valor da rigidez axial (EA) e o espaçamento entre os tirantes.

No Plaxis, de acordo com o manual, o parâmetro que controla a rigidez da interação entre a parede e o solo é o R_{inter} , um fator de redução da resistência na interface. Ele relaciona a resistência da interface (atrito da parede e adesão) com a resistência do solo (ângulo de atrito e coesão). De acordo com Ou (2006), para paredes de concreto moldadas “*in loco*”, pode-se considerar o atrito entre o solo e o muro igual ao ângulo de atrito do material devido a rugosidade da parede.

2.5.4 Cálculo da cortina hipotética pelo Software Plaxis 2D

Foi realizada uma comparação entre os modelos Hardening Soil (HS), e Mohr Coulomb (MC).

Assim como nos cálculos analíticos, foi considerado um regime de águas hidrostático, com o valor do empuxo de água máximo agindo na parede.

A parede foi considerada de 0,4m com valores de $EA = 11.200.000 \text{ kN/m}$ e $EI = 149333 \text{ kNm}^2/\text{m}$.

Foram considerados elementos de interface na interação solo-estrutura próximo da parede, com valor de $R_{inter} = 1$.

Os tirantes foram dimensionados de acordo com a empresa INCOTEP indicados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valor da rigidez axial do tirante da INCOTEP

ϕ (cm)	Área (mm)	EA (kN/m)
41	1134	238140
105	2917	612570
117	3241	680610

Os resultados dos deslocamentos, momento fletor e tensões horizontais fornecidos pelo programa estão indicados nas Figuras a seguir:

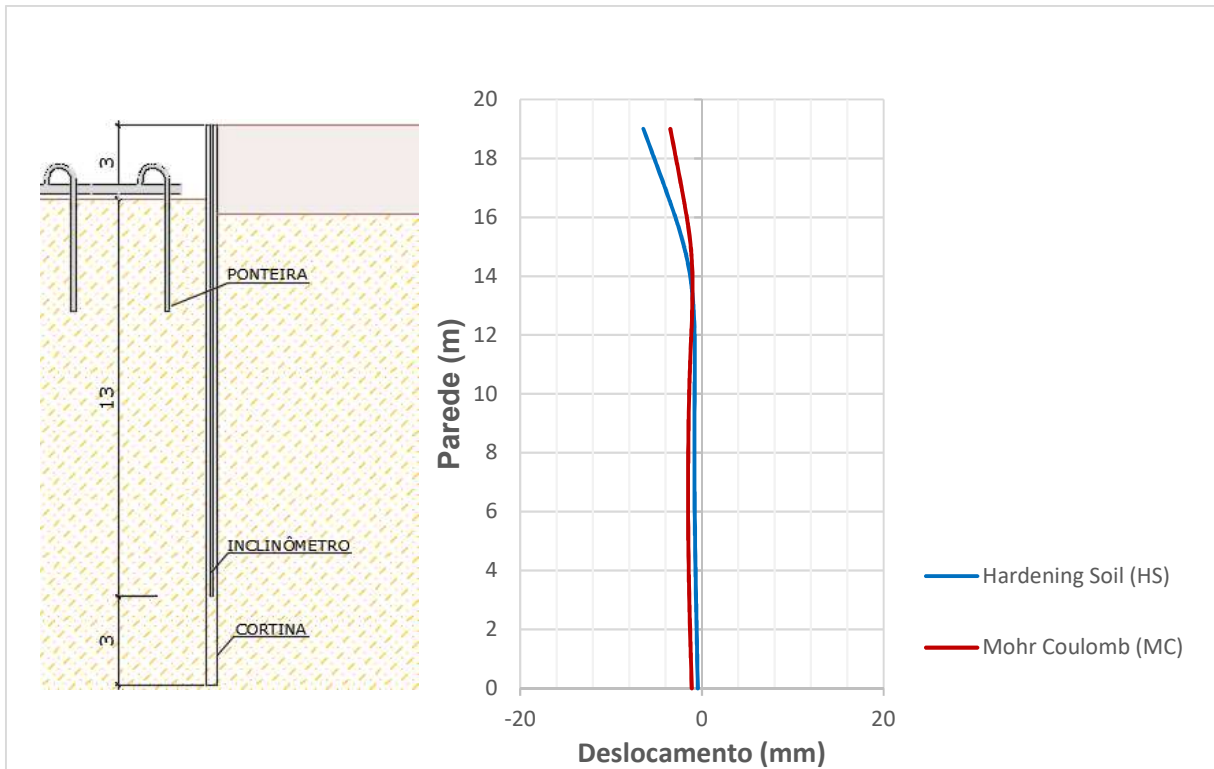


Figura 55 - Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação em balanço - Plaxis

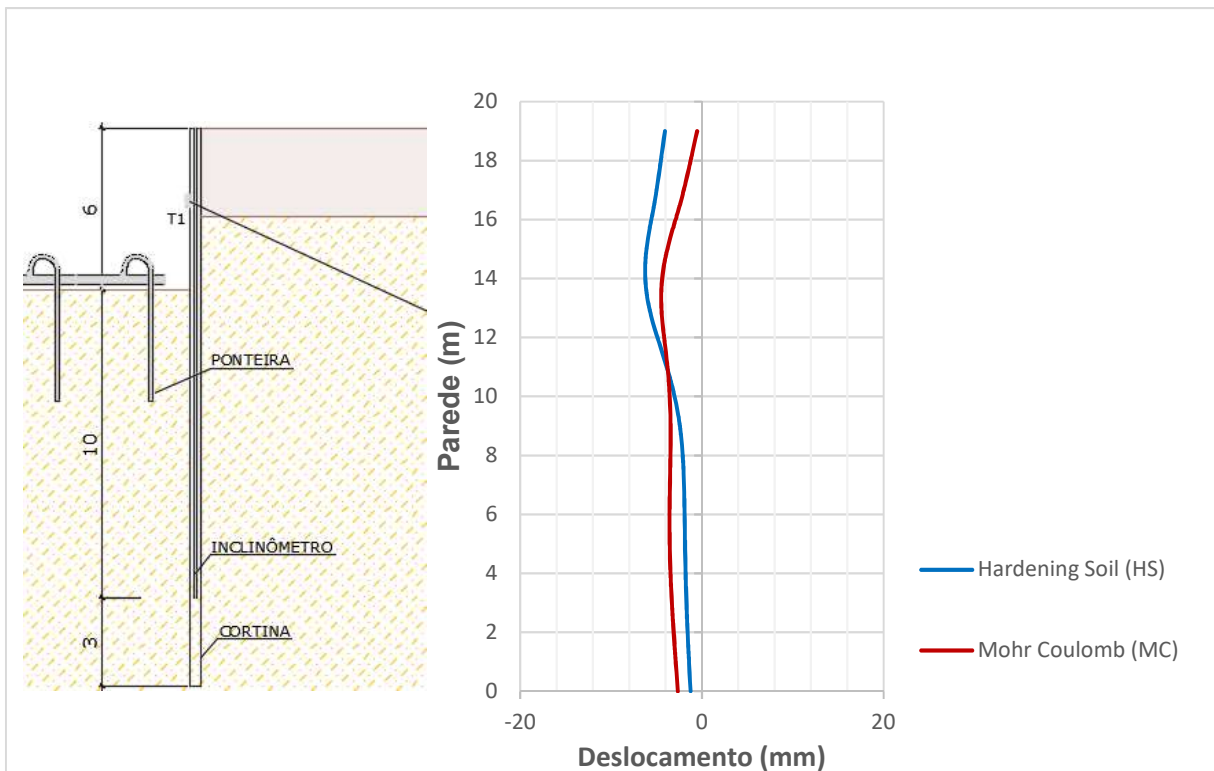


Figura 56 - Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 1 tirante - Plaxis

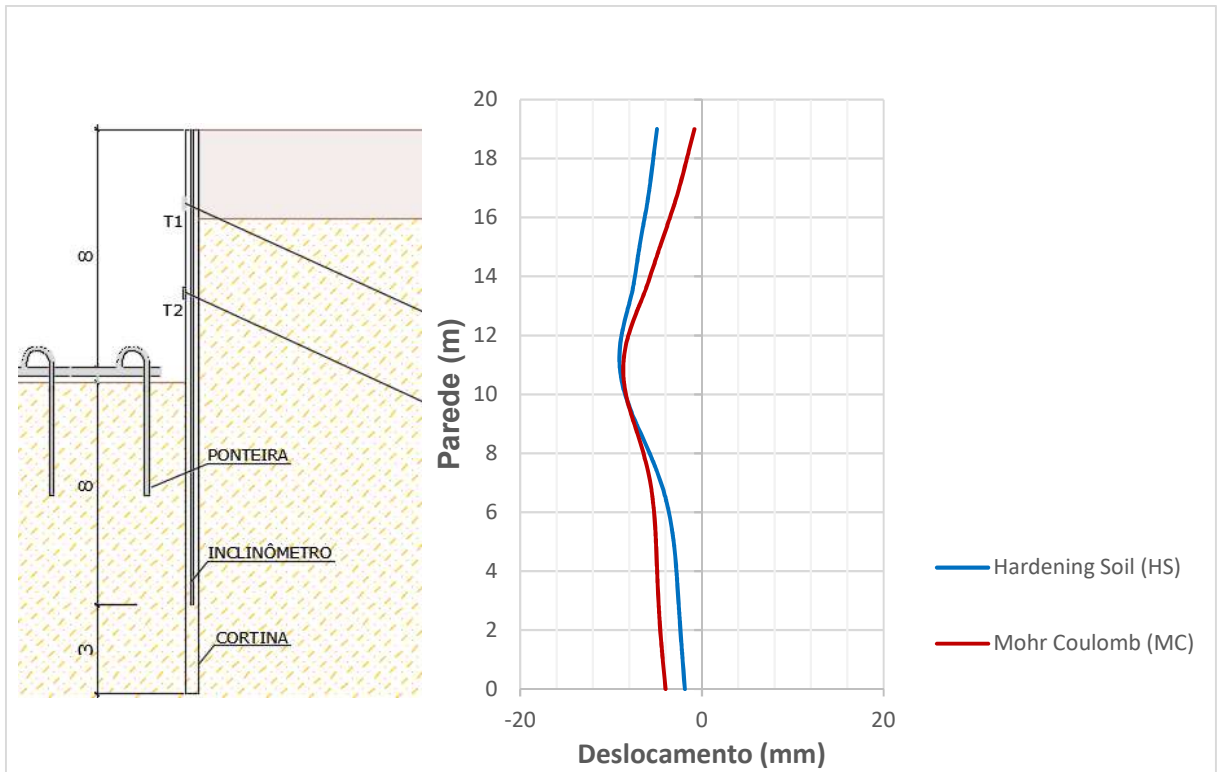


Figura 57 – Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 2 tirantes

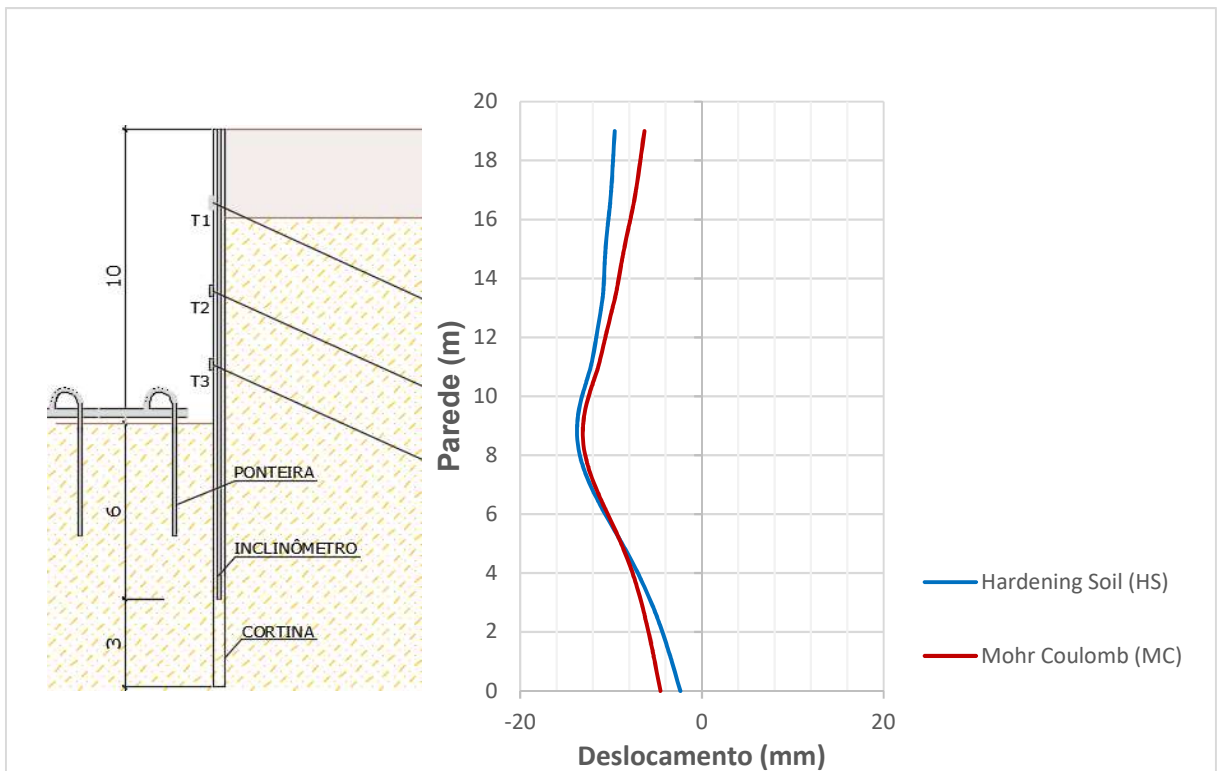


Figura 58 – Deslocamentos da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 3 tirantes

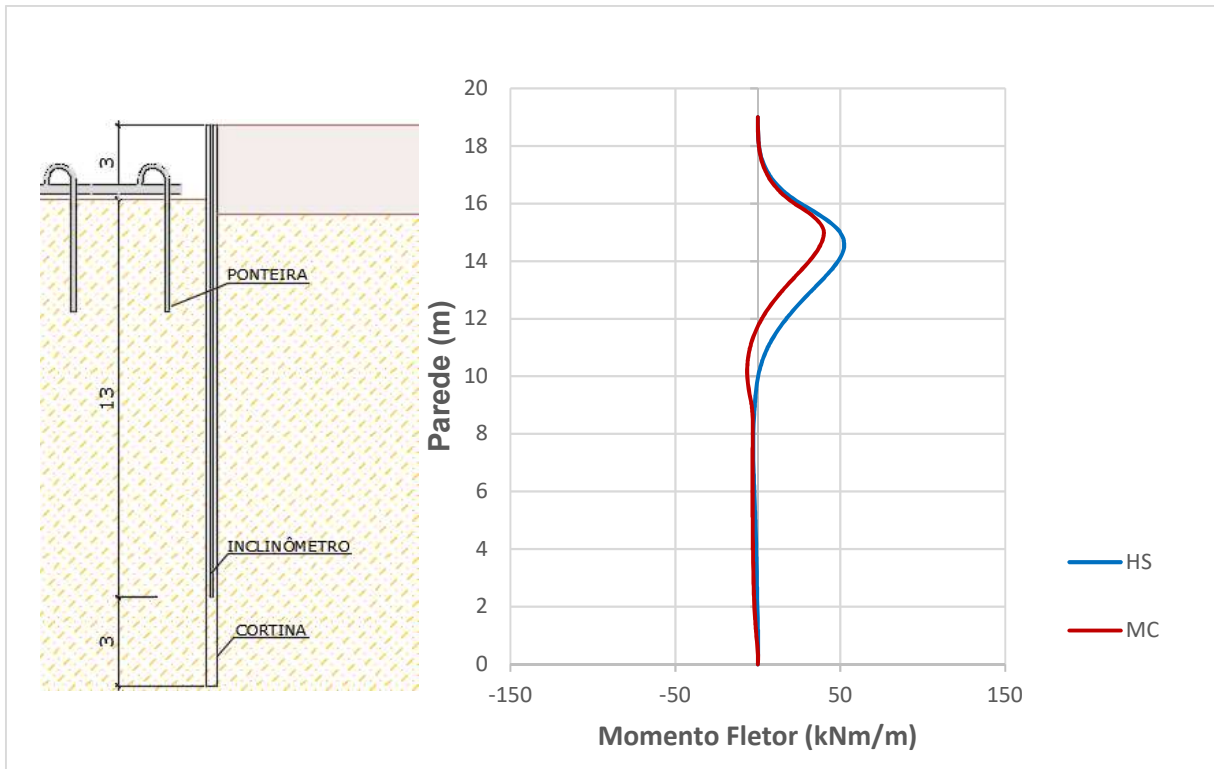


Figura 59 – Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação em balanço - Plaxis

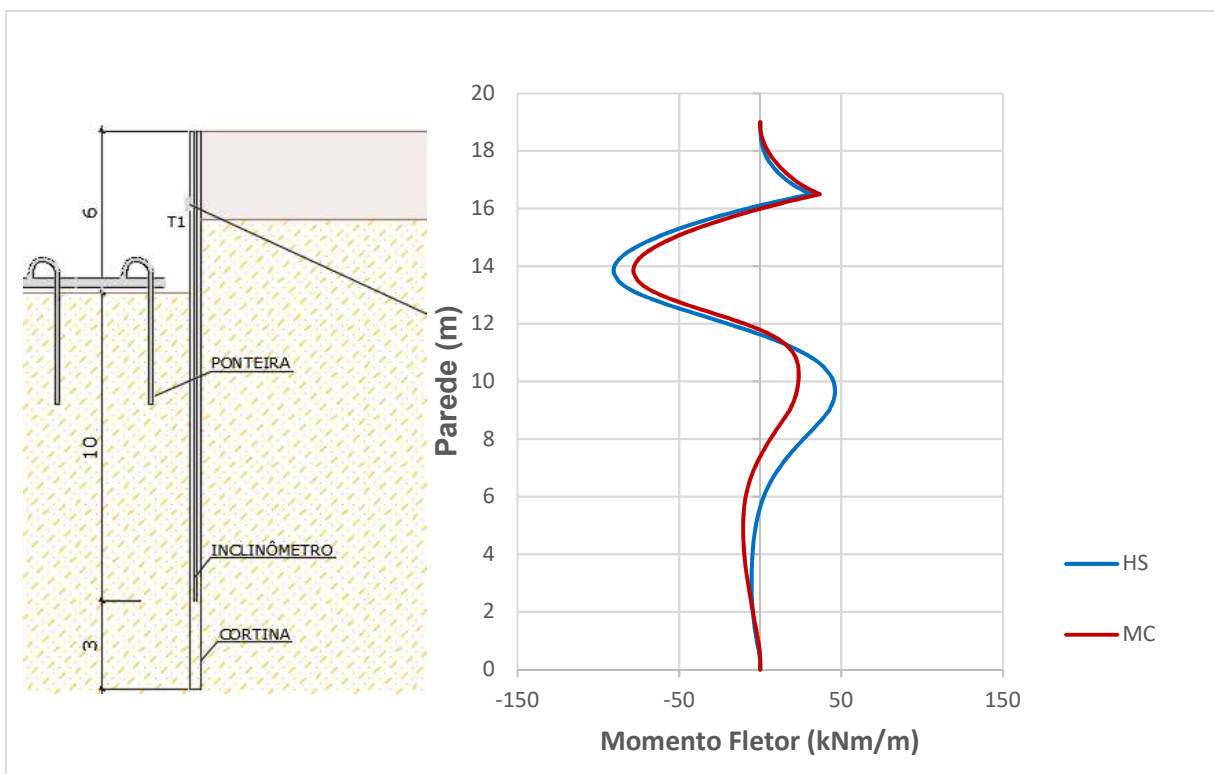


Figura 60 - Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 1 tirantes - Plaxis

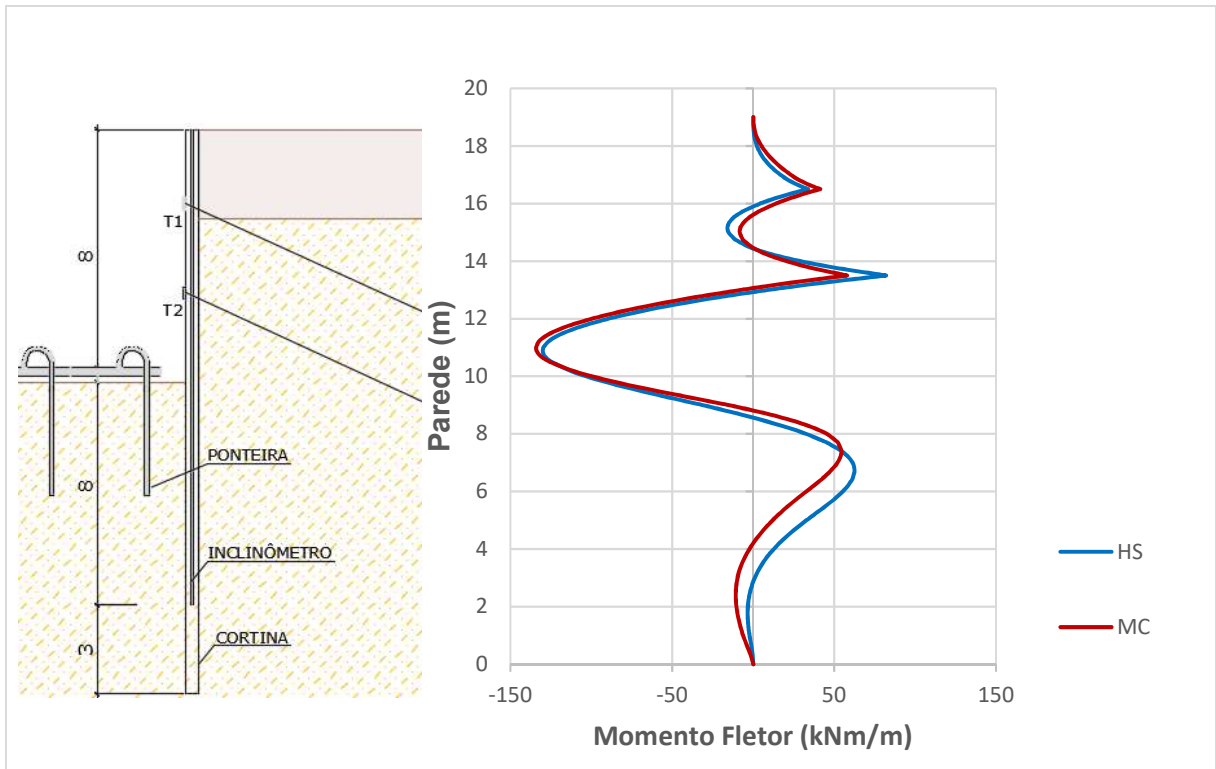


Figura 61 - Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 2 tirantes - Plaxis

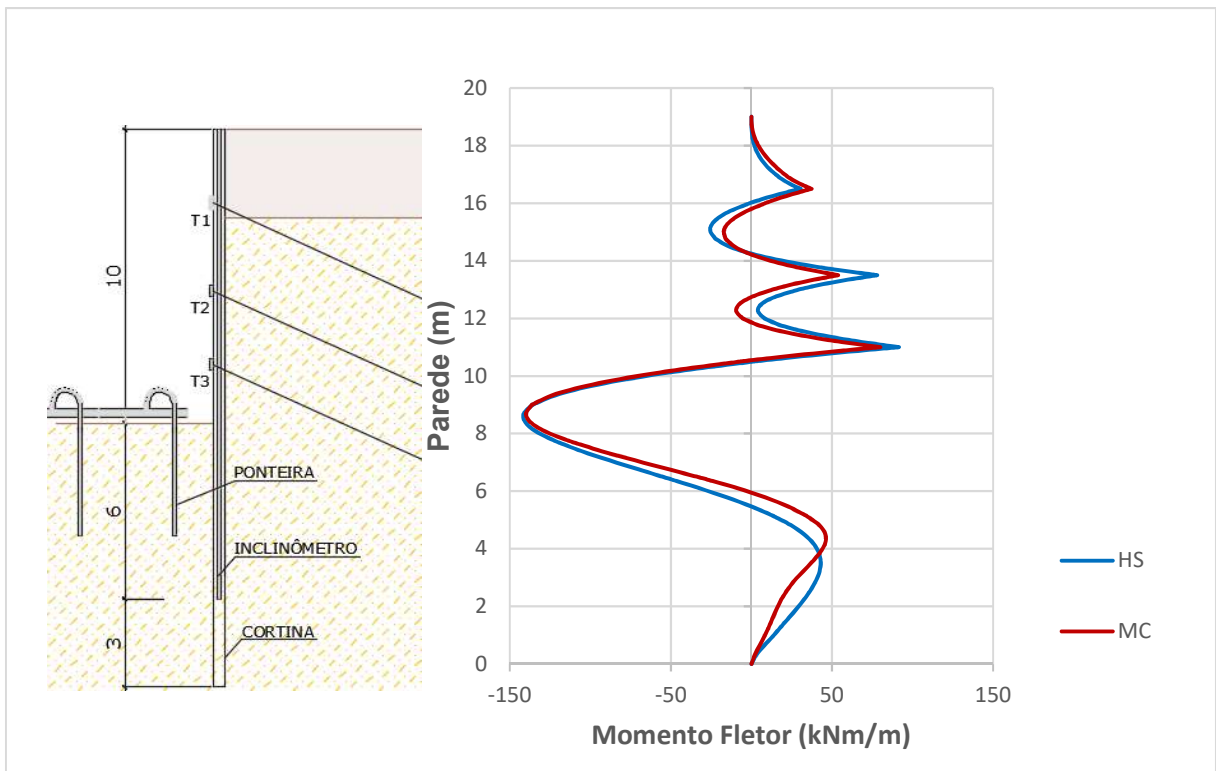
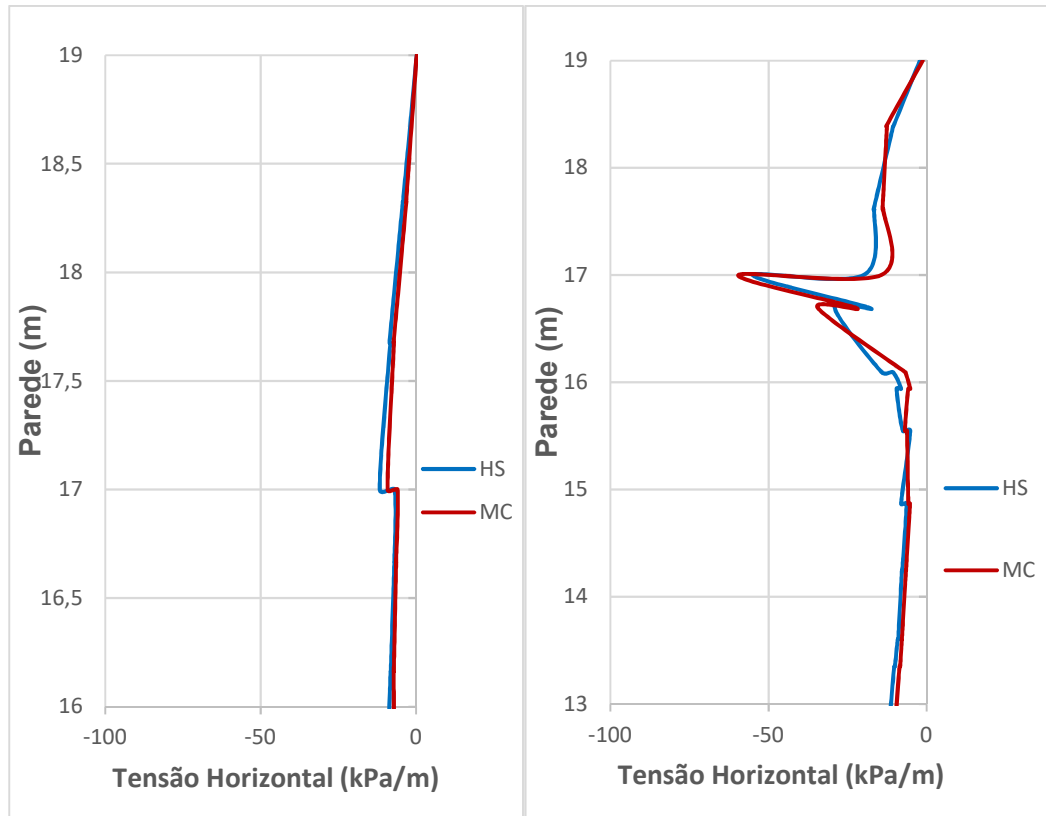
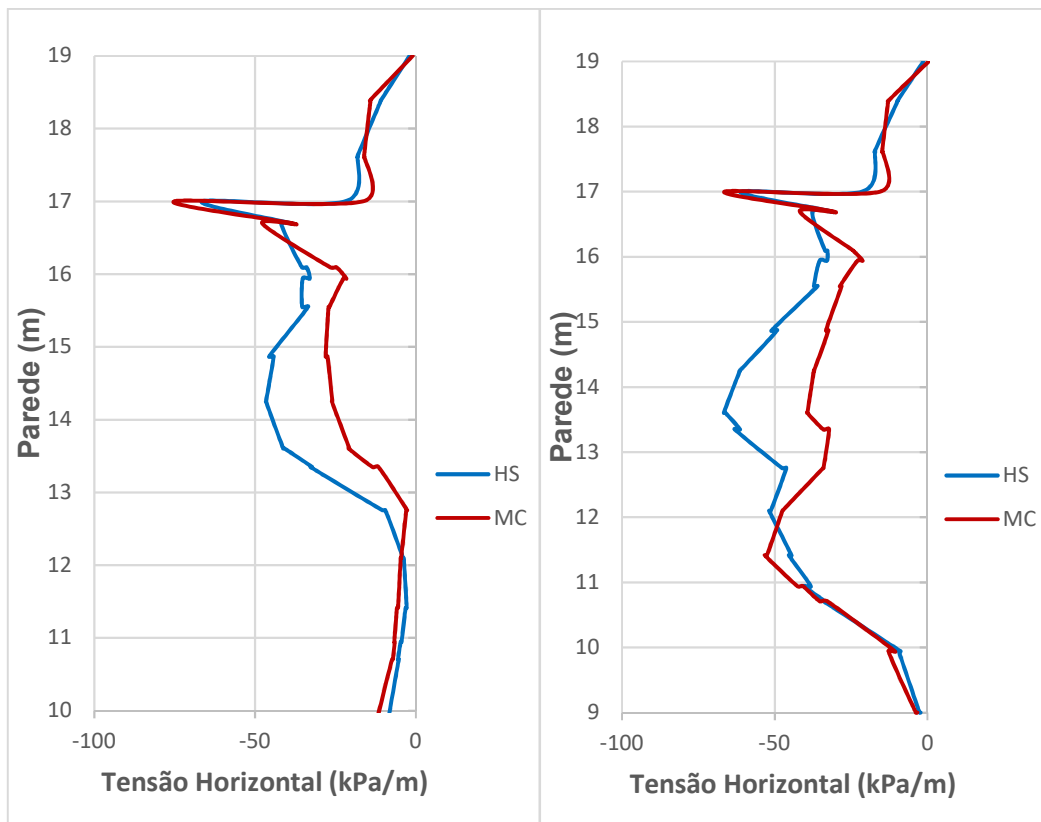


Figura 62 – Momentos fletores da cortina nos modelos HS e MC para a situação com 3 tirantes - Plaxis



a)

b)



c)

d)

Figura 63 – Tensão horizontal na cortina nos modelos HS e MC para: a) balanço; b) 1 apoio; c) 2 apoios; d) 3 apoios

2.6 Comparação entre os métodos

A Tabela 7 apresenta os valores obtidos pelo cálculo da parede, utilizando os 3 métodos de análise, para os valores máximos dos momentos fletores e dos deslocamentos da parede, para as 4 situações estudadas.

Tabela 7 – Comparação entre os métodos, para o momento fletor e deslocamento máximo, para as 4 situações estudadas

ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA				
Situação	Método	Momento Fletor (KNm/m)	Deslocamento Máximo (mm)	Empuxo Total (kN/m)
Balanço	Analítico	60	-	33
	Geo 5 (Mola)	60	5,2	30
	Plaxis HS	52	6,44	32
	Plaxis MC	40	3,47	22
1 Apoio	Analítico	106	-	57
	Geo 5 (Mola)	104	4,7	88
	Plaxis HS	91	6,24	87
	Plaxis MC	78	4,48	78
2 Apoio	Analítico	134	-	100
	Geo 5 (Mola)	153	6,3	172
	Plaxis HS	130	9,08	208
	Plaxis MC	134	8,66	172
3 Apoio	Analítico	109	-	125
	Geo 5 (Mola)	132	6,1	177
	Plaxis HS	141	13,74	351
	Plaxis MC	140	13,1	302

Cabe observar que a Tabela 7 ilustra que, à medida que se introduz os tirantes pré tensionados, ele modifica o padrão de deslocamento da parede, aumentando os empuxos na solução numérica. As diferenças são tão mais significativas quando maior o número de apoios e maior a carga de incorporação nos tirantes.

Comparando os resultados entre o método da viga sob base elástica e o método dos elementos finitos, é constatado uma maior diferença entre eles quanto maior é o carregamento do solo. Uma grande diferença do deslocamento máximo de 6mm para 14mm. O modelo de mola indica deslocamentos relativos em relação ao

MEF que iniciam com 18%, aumentando para 24%, 31% e 55% à medida que vai progredindo a escavação e aumentando o número de apoios.

O autor da presente pesquisa acredita que esta diferença se deve à maior capacidade do MEF em considerar a plasticidade do solo. Como o método discretiza diversos pontos no interior do solo, é possível considerar o princípio da ruptura progressiva nas análises, aferindo a plasticidade inclusive para o modelo Mohr Coulomb.

Comparando os modelos HS e MC, se conclui que quanto maior o carregamento, mas os gráficos dos deslocamentos e dos momentos fletores se aproximaram. Exemplificando, no caso em balanço, a deformação máxima relativa entre os modelos é de 45%, e à medida que se acrescenta os tirantes, esses valores caem para 27%, 4% e 4%, respectivamente.

É importante notar que o diagrama de momentos fletores, calculado pelo método analítico sem a inclusão de um fator de segurança parcial, foram muito parecidos com os valores apresentados pelos softwares Plaxis e GEO5 - Verificação de Contensões. Cabe observar, que os deslocamentos são aceitáveis, considerando a carga do tirante obtida sem este fator de segurança. Com isso, o autor desta pesquisa sugere não considerar, para efeito de projeto, a redução do empuxo passivo para obtenção dos esforços na cortina.

O fator de segurança usualmente é necessário para obter o valor da ficha mínima. Porém, é comum que esse tipo de contenção tenha um comprimento de ficha maior do que o mínimo, pois costuma absorver os esforços verticais da superestrutura, trabalhando também como fundação.

A comparação entre os métodos ilustra de forma clara que a ordem de grandeza dos esforços atuantes na parede foram equivalentes para o caso estudado. No entanto, o método analítico, por considerar a condição de ruptura (Rankine ou Coulomb) não permite uma estimativa de deslocamento para a condição de trabalho. Sabe-se, entretanto, que para as escavações urbanas, existe a necessidade de limitar os valores do deslocamento da parede e recalque dos vizinhos.

Conforme mostrado no Apêndice E, no caso de solos altamente pré adensados, os estudos de Potts e Fourier (1984) indicam que os esforços atuantes na cortina são influenciados pelo valor da tensão inicial (k_0). Além deste aspecto, os valores dos deslocamentos apresentam grande influência das condições iniciais de tensões. Este é um aspecto a ser considerado pelos projetistas, cuja resolução pelo método analítico

não apresenta resultados confiáveis, nestes casos. No apêndice E também são apresentadas características da rigidez dos elementos estruturais, implícitos na modelagem numérica.

3 ESTUDO DE CASO - APRESENTAÇÃO

Este capítulo tem como objetivo principal descrever o estudo de caso de uma situação real de obra, de uma escavação com parede rígida de concreto com vários níveis de apoios, instrumentada por inclinômetros. Serão analisados os ensaios de campo realizados, bem como a seleção dos parâmetros do solo para a análise geotécnica da obra. Esta seleção dos parâmetros foi procedida através de correlações dos resultados dos ensaios de campo com os parâmetros geotécnicos publicadas na literatura, tendo em vista não ter sido realizado nenhum ensaio adicional além da sondagem. No Apêndice F está apresentada uma análise Geológica da região em estudo.

No próximo capítulo será realizada uma comparação detalhada das análises realizadas, com suas particularidades e condicionantes geotécnicas, e os resultados apresentados pelas leituras dos inclinômetros.

3.1 Descrição da Obra

A obra em referência está situada na região oeste do Rio de Janeiro, no bairro da Barra da Tijuca, próximo à Paróquia São Francisco de Paula, fazendo divisa com as avenidas Olegário Maciel e Érico Veríssimo, e com a rua Paulo Assis Ribeiro. Na Figura 64 está apresentada a fotografia aérea datada de 2016, após a escavação total do terreno, indicando as vistas das fotos dos vizinhos mostradas a seguir.



Figura 64 – Fotografia aérea da obra (Google, 2016)

Os vizinhos apresentam estruturas de pequeno porte, conforme mostrado na Figura 65, Figura 66 e Figura 67. As vistas foram indicadas na Figura 64. Considerando que os inclinômetros que serão analisados foram instalados longe dos vizinhos, não será considerada sobrecarga nas análises.

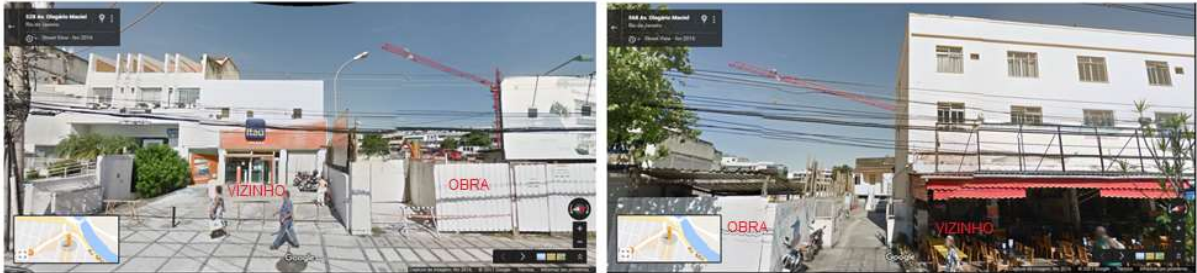


Figura 65 – Vista 1. Vizinhos Av. Olegário Maciel. Edificações comerciais de 2 e 3 pavimentos (Google, 2016)

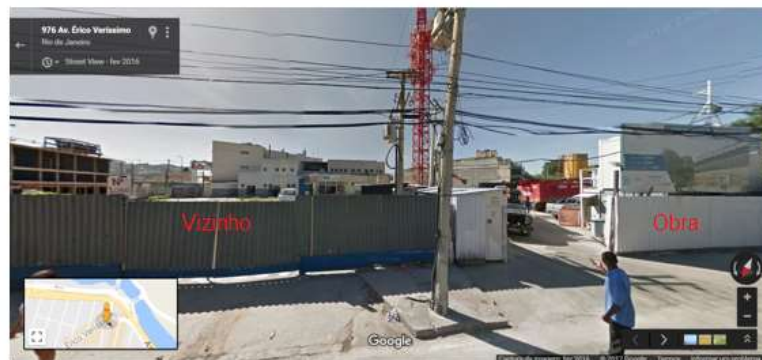


Figura 66 – Vista 2. Vizinho na Av. Érico Veríssimo. Obra com escavação de 4m realizada após a instalação dos tirantes (Google, 2016)



Figura 67 – Vista 3. Vizinho na rua Paulo Assis Ribeiro. Edificação residencial de 4 pavimentos (Google, 2016)

O projeto de contenções, objeto do presente estudo de caso, foi concebido em parede diafragma de 40 centímetros de espessura, 19 metros de profundidade, com 3 linhas de tirantes, espaçados aproximadamente em 3,2 metros horizontalmente. As cargas de protensão aplicadas aos tirantes foram de 500kN, na primeira linha, 700kN, na segunda, e 900kN, na terceira. Optou-se por armar os tirantes com cordoalha, porém, como será visto adiante, a 3ª linha foi executada com monobarra. A escavação total foi até a profundidade de 10m. A situação final da escavação pode ser vista na Figura 68:

- i. Térreo = +0,50
- ii. 1º Subsolo = -3,0
- iii. 2º Subsolo = -6,0
- iv. 3º Subsolo = -9,0

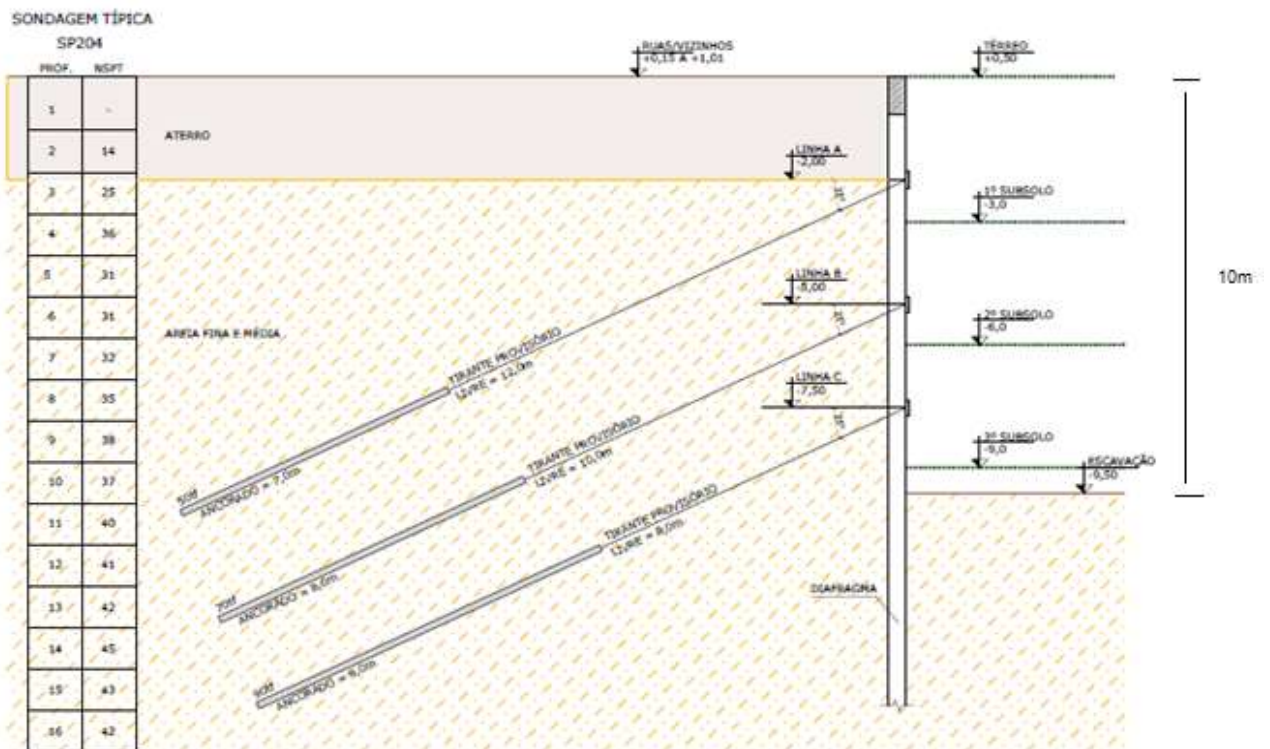


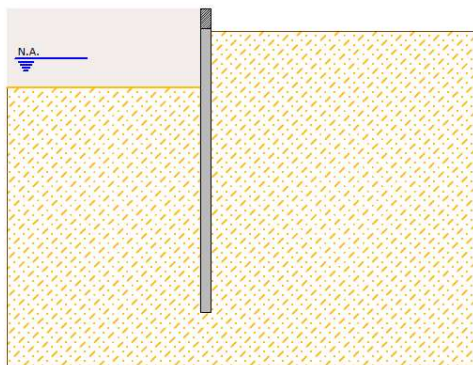
Figura 68 – Situação de escavação provisória final (Projeto de contenções, 2015)

A obra foi realizada em etapas, conforme indicação do projeto de contenções, e mostrada na Figura 69. É importante considerar as etapas construtivas, no modelo

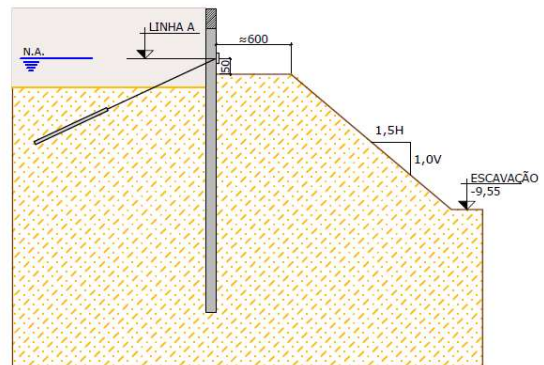
utilizado nos softwares de Geotecnia. O modelo deve separar cronologicamente a instalação do tirante, além das etapas de escavação. Caso contrário, os valores previstos das deformações e deslocamentos das paredes não estarão compatíveis com os valores observados.

- i. Escavação geral em balanço até a cota -2,50m;
- ii. Instalação da 1ª linha de tirantes na cota -2,00m e escavação, com uma banqueteta, até a cota -9,55m;
- iii. Escavação do trecho em banqueteta até a cota -5,50m e Instalação da 2ª linha de tirantes na cota -5,00
- iv. Escavação até a cota -8,00 e instalação da 3ª linha de tirantes na cota -7,50;
- v. Escavação final da banqueteta seguida da execução das fundações;
- vi. Concretagem dos blocos de coroamento e da laje de subpressão;
- vii. Concretagem da laje do 2º subsolo;
- viii. Concretagem das lajes restantes até o térreo;
- ix. Desativação dos tirantes.

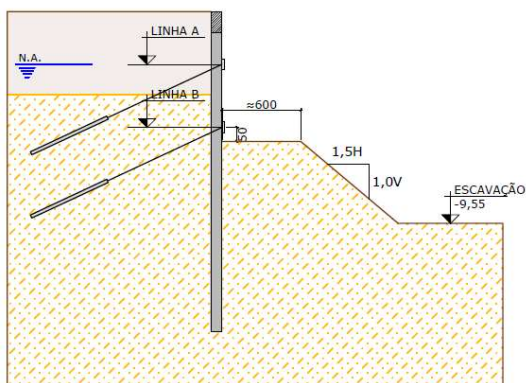
ETAPA 1



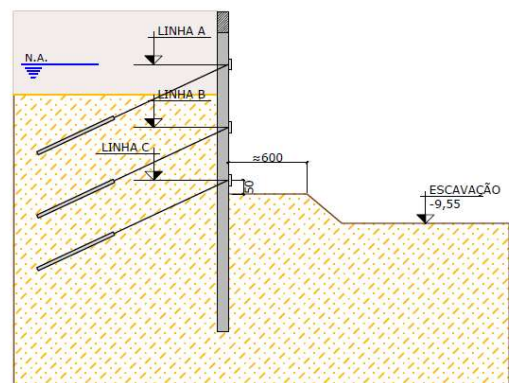
ETAPA 2



ETAPA 3



ETAPA 4



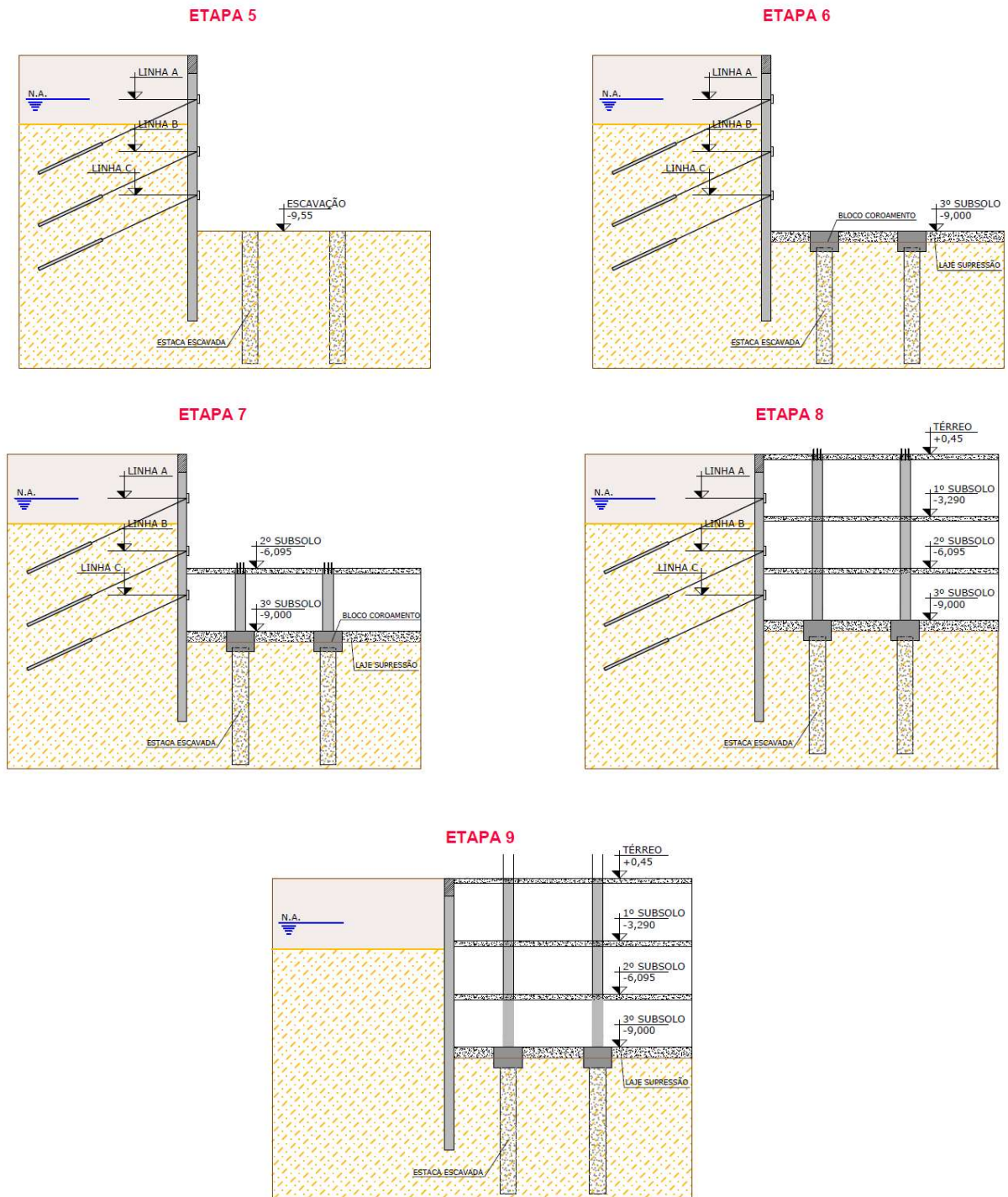


Figura 69 – Sequência executiva padrão

3.2 Rigidez da Parede

O módulo de elasticidade do concreto da parede foi obtido de acordo com a norma brasileira NBR-6118, conforme equação (6). O coeficiente de Poisson também foi utilizado de acordo com a mesma norma, com um valor de $\nu = 0,2$.

$$E = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ MPa} \quad (6)$$

Onde: f_{ck} – Resistência característica do concreto a compressão (MPa)

A Tabela 8 mostra para os 10m de escavação, o resumo dos valores do módulo de elasticidade (E) vezes a área da seção da parede ($A = d \times 1\text{m}$), e também o módulo de elasticidade (E) vezes o momento de inércia ($I = b^3 \times 1$), caracterizando assim a rigidez da parede (EA e EI). Foi calculado para as dimensões de 30cm, 40cm, 60cm e 100cm, que serão analisadas oportunamente, onde (d) é a espessura da parede diafragma.

Tabela 8 – Resumo dos parâmetros da cortina

d (cm)	EA (kN/m)	EI (kNm²/m)	Peso (kN/m/m)
30	8400000	63000	3,1
40	11200000	149333	4,1
60	16800000	504000	6,2
100	28000000	2333333	10,3

3.3 Rigidez do tirante

As especificações dos tirantes foram retiradas do projeto de fundações realizado pela empresa Consultrix Engenheiros Associados Ltda., e resumidas na Tabela 9 a seguir, dando a opção de utilização dos tirantes com monobarra ou com cordoalha.

Tabela 9 – Especificações dos tirantes – projeto de fundações

Tirante	Carga de Incorporação	Cordoalha CP-190-RB	Monobarra
TA	50tf	5 ϕ 12,7mm	INCO 45D
TB	70tf	7 ϕ 12,7mm	INCO 65D
TC	90tf	9 ϕ 12,7mm	INCO 90D

De acordo com informações fornecidas pela obra, as duas primeiras linhas de tirantes (TA e TB), foram executadas com cordoalha, enquanto que a terceira linha (TC) foi executada com tirante monobarra da empresa Incotep. Para o aço, foi considerado um módulo de elasticidade de 210GPa.

O bulbo foi dimensionado com argamassa com módulo de elasticidade de 28GPa, e diâmetro do bulbo de 1,2 vezes superior ao diâmetro do furo, que foi de 5 polegadas. Esse aumento de 20% é devido a expansão da argamassa durante o processo executivo.

A rigidez axial do tirante (EA) foi calculada e está apresentada resumidamente na Tabela 10 abaixo:

Tabela 10 – Rigidez axial do tirante

Tirante	Área (mm²)	EA (kN/m)
TA	633	132930
TB	887	186270
TC	2917	612570
Bulbo	12668	354695

Existe uma diferença muito grande na rigidez dependendo do material utilizado na execução (cordoalha ou monobarra), de mais de 200%, conforme apresentado na Tabela 11. Posteriormente, será realizada uma análise para verificar a influência da rigidez do tirante nos deslocamentos.

Tabela 11 – Rigidez axial

Tirante	Cordoalha		Monobarra		Δ (%)
	Área (mm ²)	EA (kN/m)	Área (mm ²)	EA (kN/m)	
TA	633	132930	1319	276990	208
TB	887	186270	1944	408240	219
TC	1140	239400	2917	612570	256

3.4 Cronologia

As análises foram realizadas para as 4 etapas construtivas, cujas datas de instrumentação e estágios da obra foram confrontados com os registros do diário dos serviços, e com o controle de concretagem da obra:

- i. Balanço – 03 de Dezembro de 2015
- ii. 1 Tirante – 18 de Fevereiro de 2016
- iii. 2 Tirantes – 06 de Abril de 2016
- iv. 3 Tirantes – 24 de Maio de 2016
- v. Concretagem da 1ª laje (teto do terceiro subsolo) – 09/06/2016

Outra importante ocorrência observada durante a execução da obra, e que talvez tenha contribuído para modificar os deslocamentos apresentados, foi a constatação de fuga de material pelo furo do tirante. Ocorreu a partir da segunda linha de tirantes, e com mais intensidade na terceira linha. Este problema foi resolvido com injeções de argamassa atrás da cortina, o que modificou os parâmetros do solo. Este também foi o motivo que resultou na troca do tirante da terceira linha (TC), para monobarra. Devido às características construtivas deste tipo de tirante, optou-se por esta solução numa tentativa de diminuir os vazamentos de água. Além de não necessitar de circulação de água durante escavação, ainda possui um diâmetro do furo menor.

3.5 Inclínometria

Foram instalados e acompanhadas leituras em 4 inclinômetros. O comprimento total dos tubos de inclinômetros foi de 16 metros, 3 a menos que o fundo da parede.

A empresa Geoprojetos Engenharia Ltda., responsável pelo monitoramento da obra, em seu relatório RE-1523-02-R1, informou que não participou da instalação do INC-04, tendo esta instalação sido realizada pelas equipes da empresa construtora e da Geofix Fundações Ltda, executora da parede. Outra observação relevante é que durante a execução da obra, na região atrás do INC-03, o vizinho iniciou uma escavação de 3 a 4 metros de profundidade, descobrindo os tirantes da 1ª linha, e modificando o comportamento da estrutura. Com isso, serão aqui analisadas apenas as leituras dos inclinômetros INC-01 e INC-02, que foram instalados em julho de 2015.

3.6 Caracterização Geotécnica

3.6.1 Sondagens a percussão

Para caracterização do subsolo do local em estudo, foram realizadas sondagens à percussão, executadas pela empresa Soloteste Engenharia Ltda., em duas campanhas distintas:

- i. Fase1 – Perfis SP1 a SP7 – Novembro de 2014
- ii. Fase 2 – Perfis SP203 a SP205 – Janeiro de 2015

A Figura 70 ilustra a posição em planta das dez sondagens executadas e dos dois cortes analisados. Esta figura também indica a posição dos inclinômetros instalados.

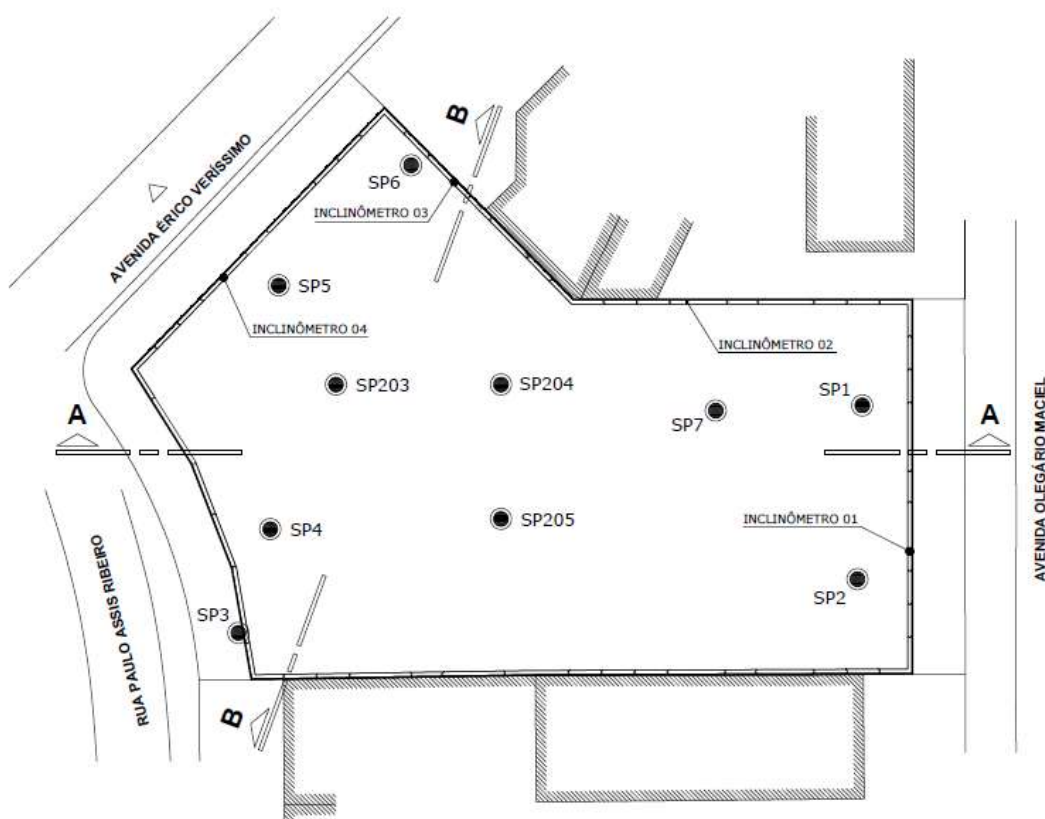


Figura 70 – Croqui de localização das sondagens, cortes e inclinômetros

3.6.2 Perfis estratigráficos

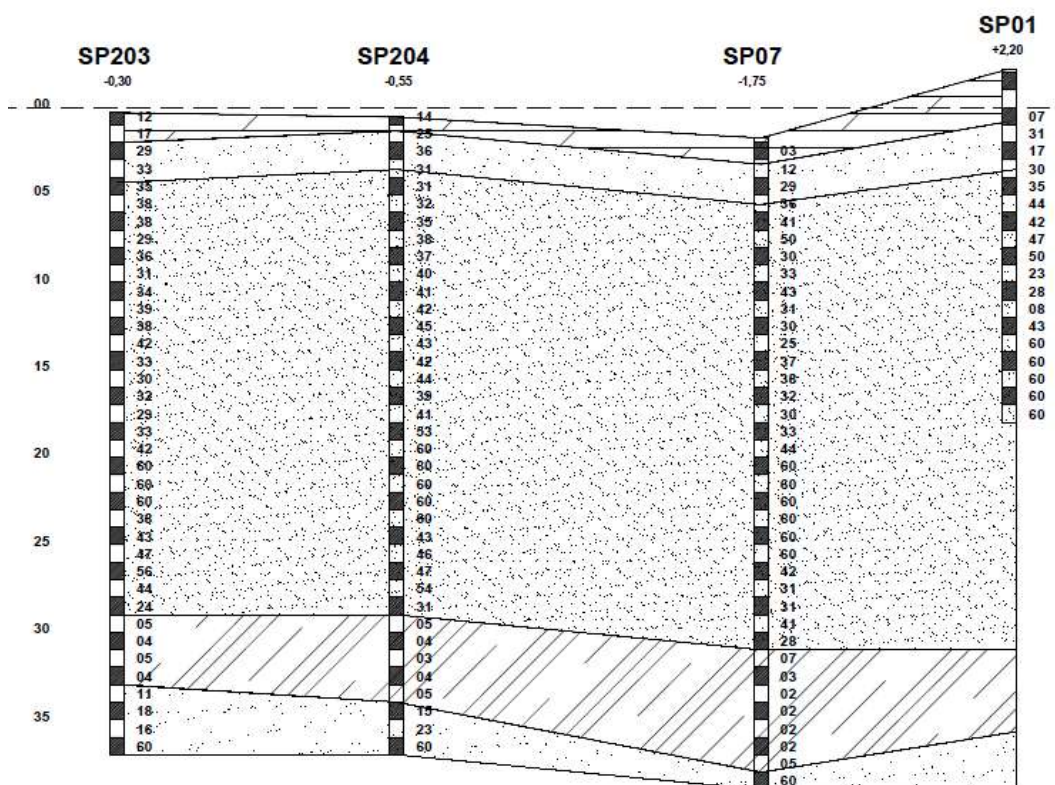
Inicialmente, foram desenhados alguns cortes representativos, para uma melhor compreensão do subsolo. De forma geral, as sondagens apresentam 4 horizontes típicos bem definidos, tendo sido estas executadas até uma profundidade máxima de 40 metros, onde se observou provável camada de pedregulhos. As camadas atravessadas, indicadas nos perfis das Figura 71 e Figura 72, foram assim classificadas:

- i. Aterro arenoso com pedregulhos. Em alguns poucos furos de sondagens é indicada a presença de silte e/ou argila. A camada tem espessura variando entre 0,8m (SP204) e 3,35m (SP205).
- ii. Camada de areia fina e média cinza, com compactidade entre medianamente compacta a muito compacta. O valor do N_{SPT} desta camada é extremamente variável, com valores entre 14 e 60 golpes. Esta camada é subjacente ao aterro

e se estende até um horizonte argiloso mole, a cerca de 30m de profundidade da superfície. Para a obtenção dos parâmetros de resistência e compressibilidade, optou-se por dividir o espesso horizonte arenoso em 3 subcamadas distintas, a saber:

- 1) Horizonte arenoso 1 – N_{SPT} de até 40 golpes;
 - 2) Horizonte arenoso 2 – N_{SPT} variando entre 40 a 60 golpes;
 - 3) Horizonte arenoso 3 – N_{SPT} superior a 60 golpes.
- iii. Camada de argila mole cinza escura, subjacente ao espesso horizonte arenoso, apresenta espessura que varia entre 2,5m (SP5) e 6m (SP7 e SP205) e resistência à penetração N_{SPT} entre 2 e 5 golpes.
- iv. Camada arenosa média profunda, medianamente compacta, subjacente ao pacote argiloso, mostrando-se pouco argilosa em alguns furos.

Finalmente, observa-se horizonte impenetrável às ferramentas de percussão.



Legenda:





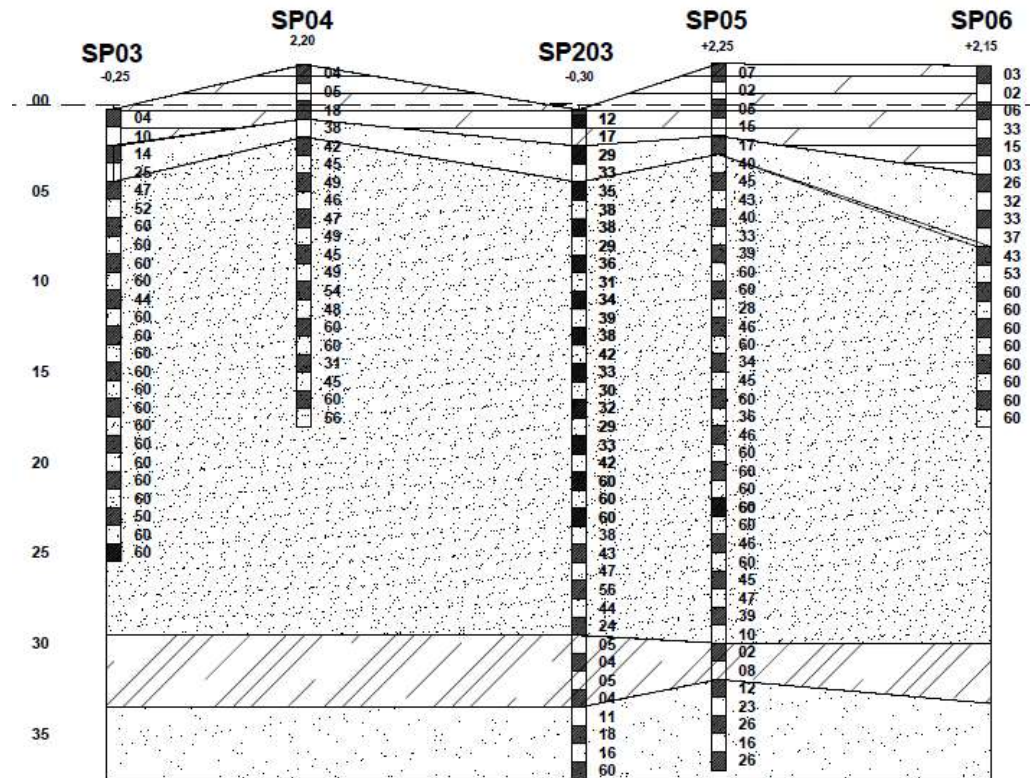
-  Aterro
-  Areia fina e média medianamente compacta
-  Areia fina e média compacta a muito compacta
-  Argila mole

Figura 71 – Perfil estratigráfico 1 – CORTE AA



Legenda:

- Aterro
- Areia fina e média medianamente compacta
- Areia fina e média compacta a muito compacta
- Argila mole

Figura 72 - Perfil estratigráfico 2 – CORTE BB

Tendo em vista o apresentado, o perfil utilizado nas análises teve como base, principalmente, a sondagem SP1, que é a sondagem mais próxima dos inclinômetros e a que teve o melhor comportamento nas análises. Seu desenho esquemático está apresentado na Figura 73 a seguir:

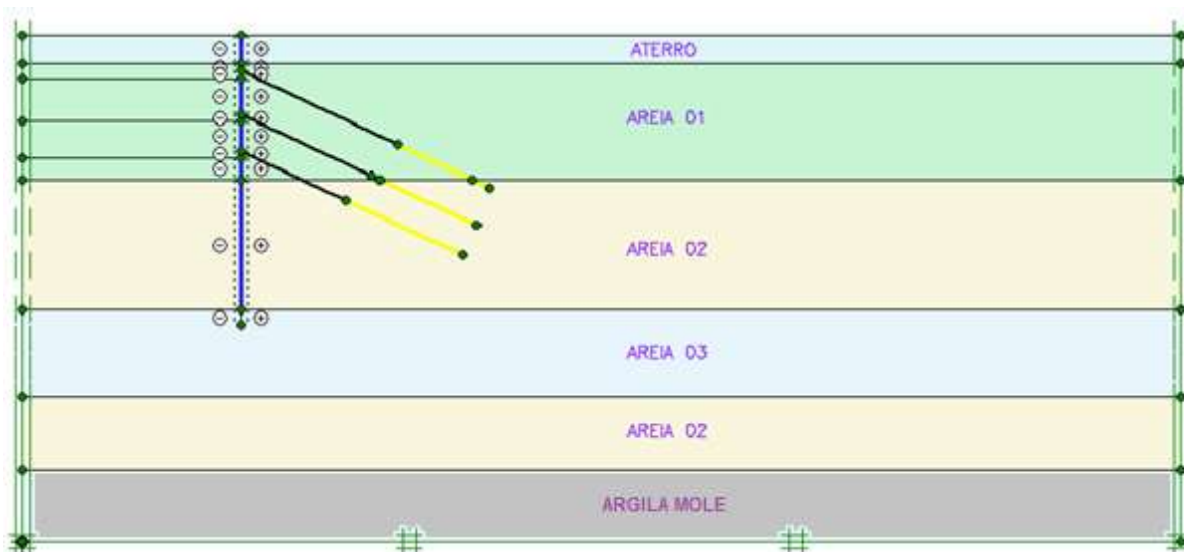


Figura 73 – Perfil estratigráfico utilizado nas análises

3.6.3 Qualidade das Sondagens

Foi realizado um estudo de confiabilidade das sondagens, conforme proposto por Teixeira (1993), que se baseou em mais de 4.000 mil ensaios penetrométricos, executados sob rígido controle pelas empresas Geotécnica S.A. e Engesolos S.A.

O método consiste em estabelecer correlações entre os números de golpes sequenciais necessários para penetração de 15cm do amostrador (N_1 , N_2 e N_3) fornecidos nos relatórios de sondagem. As correlações apresentadas a seguir independem do tipo de solo:

$$N_1 = 0,22 N_t \quad (7)$$

$$N_2 = 0,33 N_t \quad (8)$$

$$N_3 = 0,45 N_t \quad (9)$$

Onde N_t é o número total de golpes para o amostrador penetrar 45cm. Tendo em vista que o relatório de sondagem da obra em questão apresenta os números de golpes dos 30cm finais (N_2+N_3), e dos 30cm iniciais (N_1+N_2), a correlação proposta por Teixeira (1993) pode ser reescrita da forma:

$$\frac{N_2 + N_3}{N_1 + N_2} = \frac{(0,33 + 0,45)N_t}{(0,22 + 0,33)N_t} = 1,42 \quad (10)$$

A Tabela 12 apresenta a estimativa para a SP1 e um resumo dos resultados para as demais sondagens.

Tabela 12 – Verificação da qualidade das sondagens de acordo com Teixeira (1993)

SP1				RESUMO	
PROF	SPT			SONDAGEM	$\frac{N2 + N3}{N1 + N2}$
	N1+N2	N2+N3	$\frac{N2 + N3}{N1 + N2}$		
1	2	2	1,0	SP1	1,28
2	3	4	1,3	SP2	1,30
3	6	7	1,2	SP3	1,46
4	21	31	1,5	SP4	1,36
5	22	17	0,8	SP5	1,50
6	21	30	1,4	SP6	1,34
7	24	35	1,5	SP7	1,39
8	29	44	1,5	SP203	1,41
9	28	42	1,5	SP204	1,40
10	32	47	1,5	SP205	1,31
11	36	50	1,4		
12	18	23	1,3		
13	20	28	1,4		
14	20	8	0,4		
15	27	43	1,6		
16	43	60	1,4		
17	47	60	1,3		
18	41	60	1,5		
19	52	60	1,2		
20	54	60	1,1		
MÉDIA =			1,28		

Conclui-se que as relações encontradas foram próximas às obtidas por Teixeira (1993) e compatíveis com sondagens de boa qualidade. A maior variação, em relação ao valor recomendado, ocorreu na própria sondagem SP1, com valor de $\Delta = 1,418 - 1,279 = 0,139$, que representa menos de 10% em relação ao valor inferido das recomendações de Teixeira. Após atestada a qualidade das sondagens, o passo seguinte é a seleção dos parâmetros com base em correlações da literatura.

3.6.4 Parâmetros de resistência.

Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam expressões propostas por Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996) para a seleção do ângulo de atrito de solos arenosos, em função do N_{SPT} . Cintra e Aoki (2011) também citam a equação de Teixeira (1998), além da correlação proposta por Godoy (1983). O autor desta dissertação procurou utilizar também as correlações sugeridas por Kulhawy e Mayne (1990), empregada por Santos (2016). A partir destas sugestões, o autor irá proceder sua análise crítica e selecionar os valores adequados à sua análise do caso de obra em estudo.

Conforme Danziger (2016), para converter valores internacionais de N_{60} para o padrão brasileiro, e vice versa, deve-se corrigir o valor da energia. O autor optou pela correção de Decourt (1989), acordo com a equação:

$$N_{60} = 1,20 \cdot N_{SPT} \quad (11)$$

onde: N_{SPT} é a resistência à penetração fornecida no ensaio SPT brasileiro e N_{60} o padrão internacional.

Teixeira (1998):

$$\phi' = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (12)$$

Godoy (1983):

$$\phi' = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (13)$$

Hatanaka e Ochida (1996):

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{60}} \quad (14)$$

Kulhawy e Mayne (1990):

$$\phi'_{tc} = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3\sigma'_{v0}/p_a} \right]^{0,34} \quad (15)$$

Para uma melhor compreensão dessas correlações presentes na literatura, foi realizado um estudo de sensibilidade. Variou-se o valor do N_{SPT} de 5 a 60 golpes, e da tensão efetiva de 50 a 300 kPa, obtendo-se os valores resumidos na Tabela 13. Após uma análise crítica dos resultados, e em função da experiência do autor em casos semelhantes, optou-se por usar valores médios entre as recomendações de Teixeira e Godoy. De fato, estes são autores brasileiros, cuja experiência está relacionada a solos sedimentares de nossa região e à energia do ensaio para a obtenção do N_{SPT} praticado no Brasil.

Tabela 13 – Estudo de sensibilidade das correlações, valores de ϕ em graus

SPT	TEIXEIRA	GODOY	HATANAKA	MAYNE			VALOR UTILIZADO
				50 KPa	100 KPa	200 KPa	
5	25	30	30	33	29	26	28
10	29	32	34	39	35	31	31
15	32	34	37	43	39	35	33
20	35	36	39	46	42	37	36
25	37	38	41	48	44	40	38
30	39	40	44	50	46	41	40
35	41	42	45	51	47	43	42
40	43	44	47	52	49	44	44
45	45	46	49	53	50	45	46
50	47	48	50	54	51	46	47
55	48	50	52	55	52	47	49
60	50	52	53	56	53	48	51

Fonte: Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996) citados por Schnaid e Odebrecht (2012)

Teixeira (1998) e Godoy (1983) citados por Cintra e Aoki (2011)

Kulhawy e Mayne (1990) citados por Santos (2016)

Para a camada de argila mole será considerado um valor de resistência não drenada de 20KPa e, em condições drenadas, um ângulo de atrito ϕ de 20°.

Para ângulo de dilatância, utilizado na análise desta dissertação apenas nas análises numéricas, será considerado o valor proposto pelo manual do programa Plaxis, ou seja, de $\psi = \phi - 30^\circ$.

3.6.5 Parâmetros de deformabilidade.

Na seleção do módulo de elasticidade do solo e coeficiente de Poisson também foram utilizadas as correlações com o N_{SPT} , propostas na literatura. Schnaid e Odebrecht (2012), para solos granulares, indicam a correlação proposta por Stroud (1989), que correlaciona E/N_{60} e o “grau de carregamento” q/q_{ult} (Figura 74). Observa-se que a história de tensões é relevante, também no caso de solos arenosos, sendo as areias sobreadensadas muito menos compressíveis que aquelas normalmente adensadas. A Figura 74 ilustra uma variação acentuada do valor do módulo durante o carregamento, sendo mais elevado para pequenos níveis de carregamento, e reduzindo bastante ao se aproximar da ruptura. O autor sugere, para areias normalmente adensadas, uma relação E/N_{60} de 2MPa, que corresponde, na Figura 76, a carregamentos distantes da ruptura.

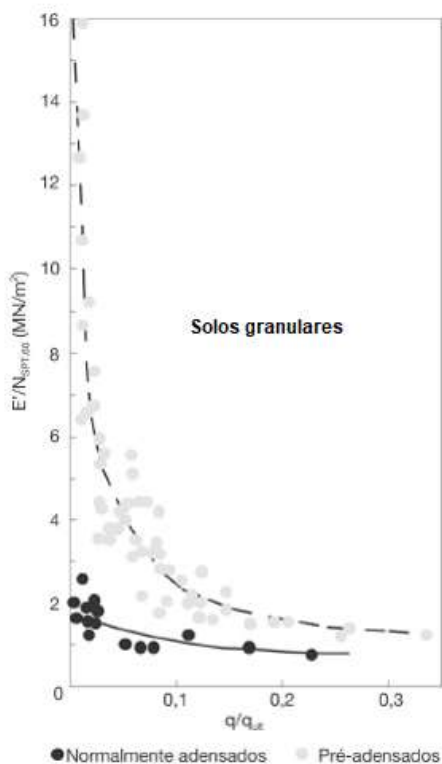


Figura 74 – Razão entre E/N_{60} e nível de carregamento (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Teixeira e Godoy (1998) propõem correlações com a resistência de ponta do cone (q_c), podendo ser expressas também em função do N_{SPT} , segundo as expressões a seguir, cuja forma é bem conhecida pelos engenheiros brasileiros, por fazerem parte de trabalhos de muitos outros autores:

$$E_s = \alpha q_c \quad (16)$$

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (17)$$

Na expressão acima se parte da correlação, $q_c = K N_{SPT}$. O fator α e o coeficiente K são os fatores de correção mostrados na Tabela 14, sendo dependentes do tipo de solo.

Tabela 14 – Valores de α e K (Teixeira e Godoy, 1998)

Tipo de solo	α	Tipo de solo	K (MPa)
Areia	3	Areia com pedregulhos	1,1
Silte	5	Areia	0,9
Argila	7	Areia siltosa	0,7
		Areia argilosa	0,55
		Silte arenoso	0,45
		Silte	0,35
		Argila arenosa	0,3
		Silte argiloso	0,25
		Argila siltosa	0,2

E por último, foi realizada uma análise conforme Freitas (2010), válida até o valor de SPT de 30 golpes.

$$E_s = 8000 \cdot N_{60}^{0,8} \quad (18)$$

onde:

E_s - módulo de elasticidade assumido como módulo secante;

N_{60} - N_{SPT} corrigido para a eficiência de 60% da energia teórica de queda livre.

Teixeira e Godoy (1998), também apresentam alguns valores típicos sugeridos pela literatura, inclusive o proposto pelos próprios autores, apresentados na Tabela 15 abaixo.

Tabela 15 – Valores típicos do Módulo de Deformação (Teixeira e Godoy, 1998)

Solo	Consistência / Compacidade	Bowles (1977) (MPa)	Sherif e Konig (1975) (MPa)	Kédzi (1975) (MPa)	Teixeira e Godoy (1998) (MPa)
Argila	Muito mole	0,3 - 3	-	0,35 - 3	1
	Mole	2 - 4	1 - 2,5	2 - 5	2
	Média	4,5 - 9	-	4 - 8	5
	Rija	-	2,5 - 5	-	7
	Muito rija	-	5 - 10	-	8
	Dura	7 - 20	-	7 - 18	15
Areia	Fofa	-	-	-	5
	Pouco compacta	10 - 25	20 - 50	10 - 25	20
	med. compacta	-	50 - 100	-	50
	compacta	50 - 100	-	50 - 80	70
Areia com pedregulhos	muito compacta	-	-	-	90
	pouco compacta	50 - 140	-	-	50
Argila Arenosa	compacta	80 - 200	-	100 - 200	120
	-	30 - 42,5	-	30 - 40	-
Silte	-	2 - 20	3 - 10	-	-
Areia Siltosa	-	-	-	7 - 20	-

Fonte: Bowles (1977), Sherif e Konig (1975) e Kédzi (1975) citados por Teixeira e Godoy (1998).

Será procedido um estudo de sensibilidade para os valores dos módulos de elasticidade, em função do N_{SPT} , de acordo com as correlações anteriormente citadas.

Os resultados estão expostos na

Tabela 16.

Tabela 16 – Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade, em função do N_{SPT} .

SPT	STROUD (1989) (MPa)	TEIXEIRA E GODOY (1998) (MPa)	FREITAS (2010) (MPa)
5	12	14	34
10	24	27	58
15	36	41	81
20	48	54	102
25	60	68	122
30	72	81	141
35	84	95	141
40	96	108	141
45	108	122	141
50	120	135	141
55	132	149	141
60	144	162	141

Fonte: Stroud (1989) citado por Schnaid e Odebrecht (2012)

Os valores de Stroud foram muito parecidos com os de Godoy. O autor desta pesquisa encontrou valores muito altos pela proposta de Freitas (2010), achando mais adequada a seleção dos outros autores, cujos valores se situaram em faixas bem próximas.

Os parâmetros efetivos da argila mole foram estipulados de acordo com o estudo de Teixeira Godoy (1998). A Tabela 17 resume os parâmetros selecionados e utilizados no estudo de caso.

Tabela 17 – Resumo dos parâmetros selecionados para o Estudo de Caso

Solo	SPT MÉDIO	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kN/m ²)	E (MPa)	k (m/dia)
Aterro	10	17	19	30	0	10	1
Areia 01	30	18	20	38	0	65	0,5
Areia 02	45	19	21	46	0	110	0,5
Areia 03	60	20	22	50	0	144	0,5
Argila Mole	5	14	15	20	20	2	5.10^{-5}

