**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Karolyn Resch de Moraes Santos

# Contenções em cortinas com ficha descontínua – um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto

Rio de Janeiro
2016

Karolyn Resch de Moraes Santos

# Contenções em cortinas com ficha descontínua – um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto

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

2016

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S237 Santos, Karolyn Resch de Moraes.
Contenções em cortinas com ficha descontínua: um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto / Karolyn Resch de Moraes Santos. – 2016.
216f.

Orientadores: Bernadete Ragoni Danziger e Denise Maria Soares Gerscovich.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Solos - Escavação - Dissertações. 3. Método dos elementos finitos – Dissertações. 4. Estabilidade estrutural - Dissertações. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.138.2

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

_____ _____

Assinatura Data

Karolyn Resch de Moraes Santos

**Contenções em cortinas com ficha descontínua – um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto**

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.

Aprovado em: 01 de março de 2016.

Banca Examinadora:

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

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

Prof. Dr. Celso Romanel
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2016

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus familiares pelo apoio, carinho e compreensão.

## AGRADECIMENTOS

A minha orientadora, Prof. Drª. Bernadete Ragoni Danziger, pela excelente orientação, pela paciência, amizade e generosidade sempre demonstrada e pelo grande exemplo pessoal e profissional que representa.

A minha orientadora, Prof. Drª. Denise Maria Soares Gerscovich, pelos ensinamentos e contribuições a esta dissertação e por ter sido minha primeira inspiração e incentivo na área geotécnica durante a graduação na UERJ.

Ao Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco, pela participação na Banca Examinadora, pela amizade e contribuição acadêmica e profissional tanto a esta dissertação quanto nas disciplinas ministradas na graduação e mestrado.

Ao Professor, Celso Romanel, pela generosidade de participar da Banca Examinadora.

Ao Engenheiro Eduardo Cabral, pela amizade e grande contribuição a esta dissertação, através da disponibilização dos dados de obra aqui presentes.

À Profª. Dr.ª Ana Cristina por ter me estimulado a ingressar no mestrado, por sua orientação no projeto graduação e ensinamentos durante as disciplinas tanto da graduação quanto do mestrado.

Aos demais professores da UERJ, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época da graduação e agora do mestrado.

Aos meus colegas de mestrado e graduação, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

À bolsista PROATEC Guínevere Azevedo, pelas contribuições a esta dissertação.

Ao meu marido, pela paciência e exemplo que representa na minha vida.

À UERJ, por permitir mais esta realização.

À Capes pelo apoio financeiro a esta pesquisa.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta ou indiretamente para a execução deste trabalho.

Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades,
lembrai-vos de que as grandes coisas do homem
foram conquistadas do que parecia impossível.
*Charles Chaplin*

# RESUMO

SANTOS, Karolyn R. M. *Contenções em cortinas com ficha descontínua* – um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto. 2016. 216 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

O uso de cortinas de escavações com ficha descontínua é comum em subsolos e valas. Entre as várias alternativas, os perfis metálicos cravados com as pranchas posicionadas à medida que a escavação avança é o tipo de execução mais empregado na prática. Embora seja uma solução utilizada há muitos anos, o projeto geotécnico que contempla a determinação da ficha necessária à estabilidade, os esforços de flexão nos perfis, bem como os deslocamentos horizontais ao longo da cortina para a carga de serviço, ainda contemplam muitas incertezas. Tais incertezas são atribuídas principalmente ao afastamento das condições de um estado plano de deformações ou tensões, à pequena disponibilidade de literatura técnica, sendo as poucas publicações conhecidas de origem alemã. Resumos das publicações traduzidas para o português e divulgadas por ocasião do início da construção do Metrô no Brasil, através de diretrizes estabelecidas pelos consultores alemãs, são exemplos das poucas publicações conhecidas pela maioria dos projetistas brasileiros. Com o avanço dos métodos numéricos, as possibilidades de uma análise mais detalhada do comportamento das estruturas de contenção de escavações em ficha descontínua nortearam esta pesquisa. Foram revisitadas, atualizadas e reunidas as contribuições mais relevantes sobre o assunto, que revelaram que os procedimentos convencionais de projeto atualmente aplicados pouco evoluíram em relação às diretrizes alemãs da década de 70. Por outro lado, as análises numéricas evoluíram muito no mesmo período, permitindo uma comparação com os métodos de projeto convencionais e possibilitando um melhor conhecimento das estruturas de contenção com ficha descontínua. Nesta dissertação foi observado o potencial da modelagem numérica no projeto geotécnico. O comportamento previsto para um projeto de perfis com pranchada de lajes de concreto, avaliado pelo método de Weissenbach (1967), seja em termos do comprimento da ficha, esforços de flexão atuantes e deslocamentos horizontais, se aproximaram muito dos resultados numéricos. Além disso, ambas as análises conseguiram reproduzir os valores experimentais obtidos da instrumentação de um caso de obra bem documentado de uma obra situada no centro do Rio de Janeiro.

Palavras-chave: Perfis com Ficha Descontínua; Perfis com Pranchada; Escavações; Análise Numérica; Método dos Elementos Finitos; Instrumentação.

## ABSTRACT

SANTOS, Karolyn R. M. *Soldier pile wall* - an instrumented case history including a comparison between limit equilibrium and stress / strain numerical modelling using FEM. 2016. 216 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

The use of excavations walls with discontinuities below excavation level is very common in basements and ditches construction. Among the various alternatives, soldier piles driven at small intervals with a horizontal timber laggings positioned between the piles as the excavation progresses is the type mostly used in current practice. Although already used for many years, the geotechnical project including the determination of the necessary penetration depth for the stability, bending moments in the soldier piles as well as the horizontal displacements for the service loads, stills includes many uncertainties. Such uncertainties are mainly attributed to the conditions of not attending to plane deformation or plane tension state, the lack of sufficient technical literature available and also to the fact that the few known publications are most from German origin. Summaries of publications have been translated into Portuguese and published when Metro construction started in Brazil. Such publications consisted of guidelines established by German consultants at that time (70 decade). Those guidelines are examples of the few publications known by most Brazilian designers. The present research has been motivated after the advances on numerical methods, allowing more detailed analysis of the behavior of walls with discontinuities below excavation. The few German publications have been revisited, updated and analyzed all together. However, they revealed no newer updated procedure since Weissenbach (1967) contribution. On the other hand, the numerical analyzes have evolved significantly over the same period. The comparisons between the conventional methods with the numerical procedures enabled a better understanding of the behavior of walls with discontinuities below excavation level. The present research has demonstrated the potential of numerical modeling in geotechnical design. The predicted behavior of an excavation on soldier piles with concrete lagging evaluated by Weissenbach (1967) procedure and also by numerical analyses has been compared. The total soldier pile length, bending moments and horizontal displacements predicted by Weissenbach (1967) procedure approached very well to the numerical results. Additionally, both predictions have reproduced satisfactory the experimental values of a well-documented excavated area of a site job in the central area of Rio de Janeiro city.



Keywords: Walls With Embedded Discontinuities; Soldier Pile Walls; Soldier Piles and Timber Laggings; Excavations; Numerical Analysis; Finite Elements Method; Instrumentations.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Uso da solução em perfil metálico com pranchada de madeira, a) Weissenbach et al. (2003); b) Perko e Boulden (2008).....28
Figura 2 - Cortina com ficha descontínua, (Velloso, 1958).....30
Figura 3 - Cortina com ficha descontínua sem apoio superior, Velloso (1958). .....31
Figura 4 - Estaca sujeita a carga horizontal no topo, Velloso (1958). .....32
Figura 5 - Empuxo ativo decorrente de um maciço de terra de altura H. .....33
Figura 6 - Superfície de ruptura adotada, segundo Streck (1935).....39
Figura 7 - Polígono de forças atuantes sobre o maciço ABCD sem coesão, admitido por Streck (1935).....40
Figura 8 - Polígono de forças atuantes sobre o maciço ABCD com coesão, admitido por Streck (1935).....40
Figura 9 - Largura em excesso à largura do perfil $b_t$ onte atua o empuxo passivo. ...42
Figura 10 - Relação entre empuxo passivo e largura da parede. .....43
Figura 11 - Coeficiente $\omega_R$ para a parcela devida ao atrito. .....47
Figura 12 - Coeficiente $\omega_K$ para a parcela devida à coesão. .....47
Figura 13 - Deslocamentos para metade da carga de ruptura e Dr=0,5. .....48
Figura 14 - Carrregamento equivalente para tráfego rodoviário e sobrecargas em obras de escavação, (Weissenbach et al., 2003). .....49
Figura 15 - Determinação da tensão horizontal ativa para $e_{aph} < |e_{ach}|$: a) Tensão horizontal devido ao peso do solo; b) Tensão horizontal devido à sobrecarga; c) Tensão horizontal devida à coesão; d) Superposição das tensões, sendo $e_{auh}$ a tensão resultante no nível da escavação. .....51
Figura 16 - Determinação da tensão horizontal para paredes em balanço de acordo com Blum: a) Seção transversal da escavação; b) Deformação da cortina; c) Distribuição de tensões reais; d) Complementação do empuxo resistente em excesso; e) Simplificação de Blum. .....52
Figura 17 - Determinação da tensão horizontal para paredes em balanço: a) Simplificação de Blum; b) Distribuição de tensões para paredes de estacas pranchas metálicas;c) Distribuição de tensões para perfis com pranchada. .....53

Figura 18 - Distribuição da tensão horizontal ativa e tensões atuantes na superfície de ruptura para diferentes tipos de movimentos: a) Rotação em torno do pé; b) Rotação no topo; c) Deflexão da parede. .....55
Figura 19 - Tensão horizontal ativa normalizada de uma análise pelo MEF para diferentes tipos de movimentação da cortina. .....55
Figura 20 - Coeficiente de empuxo ativo resultante como função da altura para uma areia densa.....56
Figura 21 - Redistribuição de tensões para uma cortina escorada na superfície (à esquerda) e abaixo da superfície (à direita): a) Seção transversal da escavação; b) Deformada da parede; c) Distribuição estimada das tensões. .....57
Figura 22 - Análise de uma parede com uma única escora: a) Seção transversal da escavação; b) Tensão ativa e passiva separadamente; c) Superposição das tensões ativas e passivas.; d) Redistribuição de tensões para um caso de estacas prancha; e) redistribuição de tensões para uma cortina com ficha descontínua. .....58
Figura 23 - Diagramas propostos para cortinas de estaca prancha com apenas 1 apoio. .....58
Figura 24 - Diagramas propostos para cortinas de perfil com pranchada com apenas 1 apoio. .....59
Figura 25 - Diagrama triangular para $h_k$ > 0,3 H (ou H'): a) Distribuição para perfis com pranchada (altura H); b) Distribuição para estaca prancha (altura H').....59
Figura 26 - Distribuições recomendadas de tensões de terras horizontais para paredes com duas linhas de apoio: De a) a c) para o caso de perfis com pranchada (ficha descontínua) e d) a f) para cortinas de estacas prancha e cortinas de concreto. .....61
Figura 27 - Distribuições recomendadas de tensões de terras horizontais para paredes com três ou mais linhas de apoio: De a) a c) para o caso de perfis com pranchada (ficha descontínua) e d) a f) para cortinas de estacas prancha e cortinas de concreto.....61
Figura 28 - Distribuição de tensões horizontais num extrato coesivo abaixo de extrato granular: a) Cortina e perfil estratificado; b) Distribuição clássica de Rankine; c) Distribuição de tensões num estágio inicial de escavação; d) distribuição de tensões no estágio final. .....62
Figura 29 - Distribuição de tensões horizontais num extrato coesivo acima de extrato granular: a) Cortina e perfil estratificado; b) Distribuição clássica de Rankine; c)

Distribuição de tensões num estágio inicial de escavação; d) distribuição de tensões no estágio final. ....62
Figura 30 - Distribuição das tensões horizontais nas profundidades de 6,0m e 6,7m, (Vermeer et al., 2001). ....69
Figura 31 - Distribuição das tensões horizontais nas profundidades de 11,4 m e 12,25m, (Vermeer et al., 2001)....70
Figura 32 - A malha de EF para a análise 2D de uma seção horizontal da cortina, (Vermeer et al., 2001). ....71
Figura 33 - Distribuição das tensões principais do solo atrás da cortina, (Vermeer et al., 2001). ....72
Figura 34 - Configuração do caso hipotético da análise paramétrica, (Ou et al., 1996). ....73
Figura 35 - Variação do máximo deslocamento da parede versus a distância ao canto. L = extensão da parede primária e B = extensão da parede complementar. .73
Figura 36 - Variação de PSR para máximo deslocamento da parede com a distância ao bordo, (Ou et al., 1996). ....74
Figura 37 - Relação entre B/L e a distância ao canto para diferentes PSR, (Ou at al., 1996). ....75
Figura 38 - Comparação ds resultados para diferentes geometrias: (a) deslocamento da parede diagragma. (b) Recalques superficiais do maciço arrimado. ....78
Figura 39 - Modelagem 3D de diferentes tipos de paredes: (a) Parede diagrafma e (b) Parede de estacas contíguas....80
Figura 40 - Comparação dos resultados de diferentes geometrias no centro da escavação. (a) movimentos laterais; (b) recalques superficiais do maciço. ....81
Figura 41 - Comparação dos resultados de diferentes geometrias no canto da escavação.(a) movimentos laterais; (b) recalques superficiais do maciço. ....82
Figura 42 - Diagrama reduzido de tensões em estacas metálicas com pranchas de madeira, (MacNab ,2002 apud Perko e Boulden, 2008). ....83
Figura 43 - Geometria da cunha ativa, (Perko e Boulden, 2008). ....83
Figura 44 - Tensão horizontal versus profundidade, (Perko e Boulden, 2008). ....85
Figura 45 - Modelo de deformações planas versus axissimétrico, (Gouw, 2014). ....88
Figura 46 - Localização dos nós e pontos de tensão, (Brinkgreve et al., 2002). ....89
Figura 47 - Erro na modelagem de tirantes, (Gouw, 2014). ....90

Figura 48 - Modelagem de parede de contenção impermeável e da percolação, (Gouw, 2014).....94
Figura 49 - Sistema de coordenadas e indicação das componentes de tensão positivas. .....96
Figura 50 - Modelo *Mohr-Coulomb*, (Gouw, 2014). .....97
Figura 51 - Rigidez no descarregamento-recarregamento versus rigidez no carregamento, (Gouw, 2014).....98
Figura 52 - Curva de tensão-deformação não linear e variação da rigidez, (Gouw, 2014). .....99
Figura 53 - Curva tensão x deformação para modelo HS. .....99
Figura 54 - Trajetórias de tensão de um problema típico de escavação, (Gouw, 2014). .....101
Figura 55 - Comportamento esperado do solo num problema de escavação, (Brinkgreeve et al., 2011 apud Gouw, 2014). .....101
Figura 56 - Escavação hipotética para análise paramétrica. .....103
Figura 57 - Diferença percentual entre valores analíticos e das análises para força na estronca e momento fletor máximo na cortina para vários valores de parâmetro $R_{inter}$. .....104
Figura 58 - Deslocamentos horizontais na cortina para diferentes valores de $R_{inter}$. .....105
Figura 59 - Tensões horizontais ativas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - sem extensão dos elemetos de interface. .....106
Figura 60 - Tensões horizontais ativas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - com extensão dos elementos de interface. .....107
Figura 61 - Tensões horizontais passivas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - sem extensão dos elementos de interface. .....107
Figura 62 - Tensões horizontais passivas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - com extensão dos elementos de interface. .....108
Figura 63 - Malha utilizada como referência, nomeada grau 9. .....109
Figura 64 - Diferença percentual para malha mais refinada e demais refinamentos para resultados de força na estronca (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$). ...110
Figura 65 - Diferença percentual entre o valor analítico e resultados do Plaxis para força na estronca (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras de escavação. .....111

Figura 66 - Diferença percentual entre o valor analítico e resultados do Plaxis para força na escora (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras atrás da escavação. ..... 113
Figura 67 - Geometria da escavação para análise ao longo das etapas de escavação. ..... 113
Figura 68 - Evolução das tensões horizontais para as diversas etapas de escavação fornecidas pelo Plaxis e tensões horizontais no repouso. ..... 114
Figura 69 - Deslocamentos horizontais para as diversas etapas de escavação fornecidas pelo Plaxis. ..... 115
Figura 70 - Deslocamentos horizontais para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Mohr-Coulomb*. ..... 119
Figura 71 - Deslocamentos horizontais para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Hardening Soil*. ..... 119
Figura 72 - Tensões horizontais ativas para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Mohr-Coulomb* e tensões horizontais no repouso. ..... 120
Figura 73 - Tensões horizontais para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Hardening Soil* e tensões horizontais no repouso. ..... 120
Figura 74 - Momentos fletores para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Mohr-Coulomb*. ..... 121
Figura 75 - Momentos fletores para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Hardening Soil*. ..... 122
Figura 76 - Comparação entre empuxos de Rankine e Plaxis com $R_{inter}$ = 0,01. ..... 123
Figura 77 - Pontos de plastificação no Plaxis com $R_{inter}$ = 0,01. ..... 124
Figura 78 - Geometria esquemática da escavação e disposição dos perfis metálicos. ..... 126
Figura 79 - Dimensões do perfil metálico W360 x 39,0. ..... 126
Figura 80 - Seção real composta por perfil duplo de aço e prancha de madeira. ..... 128
Figura 81 - Seção equivalente em aço para cálculo das propriedades geométricas. ..... 128
Figura 82 - Deslocamentos horizontais para cortina com e sem pranchas no trecho escavado. ..... 130
Figura 83 - Momentos fletores para cortina com e sem pranchas no trecho escavado. ..... 130

Figura 84 - Geometria e situação da obra. ..... 133
Figura 85 - Localização da obra em estudo, imagem retirada do Google Maps. .... 133
Figura 86 - Configuração de projeto para a contenção da escavação. ..... 134
Figura 87 - Perfil do geotécnico a partir da sondagem SP 02 A. ..... 135
Figura 88 - Geometria da escavação modelada no plaxis. ..... 141
Figura 89 - Geometria real da parede no trecho escavado. ..... 142
Figura 90 - Seção equivalente transformada para aço, trecho escavado. ..... 144
Figura 91 - Geometria real da parede no trecho da ficha. ..... 144
Figura 92 - Seção equivalente transformada para aço, trecho da ficha. ..... 146
Figura 93 - Geometria do modelo com sobrecarga no Plaxis. ..... 148
Figura 94 - Condição de nível d'água adotado. ..... 149
Figura 95 - Malha de elementos finitos gerada (*global coarseness fine*). ..... 149
Figura 96 - Etapas de cálculo modeladas. ..... 150
Figura 97 - Deslocamentos horizontais x leituras do inclinômetro INC D1. ..... 151
Figura 98 - Momentos fletores da cortina. ..... 152
Figura 99 - Diferença percentual nos valores de deslocamentos previstos nas análises para diferentes valores de m. ..... 153
Figura 100 - Diferença percentual nos valores de deslocamentos previstos nas análises para diferentes valores de Rf. ..... 154
Figura 101 - Pontos de plastificação para as duas etapas de escavação com o modelo *Mohr-Coulomb*. ..... 156
Figura 102 - Deslocamento horizontal da parede considerando apenas a rigidez do perfil metálico. ..... 157
Figura 103 - Projeto de contenção da escavação. ..... 201
Figura 104 - Sondagem SP 02 A página 1. ..... 203
Figura 105 - Sondagem SP 02 A página 2. ..... 204
Figura 106 - Inclinômetro D1 - deslocamentos eixo A. ..... 206
Figura 107 - Inclinômetro D1 - deslocamentos eixo B. ..... 207
Figura 108 - Inclinômetro D1 - distorção eixo A. ..... 208
Figura 109 - Inclinômetro D1 - distorção eixo B. ..... 209
Figura 110 - Inclinômetro D1 - Histórico de deslocamentos na profundidade 1,5 m (Eixo A) ..... 210
Figura 111 - Inclinômetro D1 - Histórico de deslocamentos na profundidade 1,5 m (Eixo B) ..... 211

Figura 112 - Diagramas de empuxo para cálculo da ficha (Solo estratificado, H = 3 m e sobrecarga na superfície). ..... 212
Figura 113 - Diagramas de empuxo para cálculo da ficha de escavação em balanço – método do apoio livre. ..... 215

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de empuxo passivo para a parcela de atrito $k_{ph}$, segundo as hipóteses de Streck (1935), (Weissenbach, 1962):.....41
Tabela 2 - Coeficientes de empuxo passivo para a parcela de coesão $k^{c}_{ph}$, segundo as hipóteses de Streck (1935), (Weissenbach, 1962):.....41
Tabela 3 - Coeficientes espaciais de empuxo passivo para perfis metálicos.....65
Tabela 4 - Coeficientes de empuxo passivo $K_{ph}$.....67
Tabela 5 - Valores sugeridos para $R_{inter}$, (Brinkgreve and Shen, 2011 apud Gouw, 2014).....91
Tabela 6 - Parâmetros de entrada para o modelo HS.....100
Tabela 7 - Parâmetros avançados para o modelo HS.....100
Tabela 8 - Parâmetros do solo utilizados nas análises.....103
Tabela 9 - Parâmetros da parede diafragma.....103
Tabela 10 - Parâmetros da estronca.....103
Tabela 11 - Força na estronca (A) e momento fletor máximo ($M_{máx}$) na cortina para diferentes valores de $R_{inter}$.....104
Tabela 12 - Diferença percentual entre Plaxis e Rankine para resultante de empuxo ativo (RA) e passivo (RP) para diferentes valores de $R_{inter}$.....108
Tabela 13 - Momento máximo ($M_{máx}$) e força na estronca (A) para diferentes malhas.....110
Tabela 14 - Força na escora (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras de escavação no Plaxis e o valor analítico.....111
Tabela 15 - Força na estronca (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras atrás da escavação no Plaxis e o valor analítico.....112
Tabela 16 - Parâmetros do solo (Modelo MC).....117
Tabela 17 - Parâmetros do solo (Complementares para modelo HS).....117
Tabela 18 - Parâmetros da estronca.....117
Tabela 19 - Parâmetros da parede diafragma.....118
Tabela 20 - Valores de força na estronca (A), momento máximo ($M_{máx}$) e deslocamento horizontal máximo ($\delta_h$) para a última fase de escavação.....122
Tabela 21 - Resultantes de empuxo e região de plastificação para Plaxis e Rankine.....124

Tabela 22 - Premissas da Teoria de Rankine vs Análise no Plaxis.....125
Tabela 23 - Dados dos materiais.....126
Tabela 24 - Dados de entrada no Plaxis da parede no trecho da ficha.....127
Tabela 25 - Dados de entrada no Plaxis da parede no trecho da escavação .....129
Tabela 26 - Resultados das análises para cortina composta por perfis isolados e perfis com pranchadas. .....131
Tabela 27 - Descrição das camadas .....136
Tabela 28 - Número de golpes para estudo da confiabilidade da sondagem.....137
Tabela 29 - Parâmetros do solo .....140
Tabela 30 - Dados dos materiais no trecho da escavação.....143
Tabela 31 - Dados de entrada no Plaxis para parede no trecho da escavação .....143
Tabela 32 - Dados dos materiais no trecho da ficha .....145
Tabela 33 - Dados de entrada no Plaxis para parede no trecho da ficha.....145
Tabela 34 - Resumo contendo a rigidez axial e à flexão dos materiais.....147
Tabela 35 - Deslocamentos horizontais no topo da parede para diferentes valores de m. .....153
Tabela 36 - Deslocamentos horizontais no topo da parede para diferentes valores de Rf.....154
Tabela 37 - Deslocamentos horizontais no topo da parede e erro limite tolerado (HS x MC).....155
Tabela 38- Deslocamentos horizontais no topo da parede variando-se a sobrecarga. .....158
Tabela 39 - Deslocamentos horizontais no topo para deferentes valores de rigidez à flexão da ficha. .....158
Tabela 40 - Resultados de comprimento da cortina, momentos fletores e deslocamentos, segundo metodologia de Weissenbach et. al (2003 e 1962) e análise numérica.....160

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|---|---|
| CFEM | *Canadian Foundation Engineering Manual* |
| HS | *Hardening Soil* |
| MC | *Mohr-Coulomb* |
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| NA | Nível d'água |
| NT | Nível do terreno |
| SPT | *Standard Penetration Test* |

## LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---|---|
| $A$ | Força no escoramento |
| $a_t$ | Espaçamento entre perfis |
| $a^*_t$ | Espaçamento crítico entre perfis |
| $b_{cr}$ | Largura crítica do perfil |
| $b_t$ | Largura da mesa do perfil |
| $b'_s$ | Largura equivalente do solo para o empuxo |
| $b'_{s,c}$ | Largura equivalente devido à coesão |
| $b'_{s,\varphi}$ | Largura equivalente devido ao atrito |
| $c$ | Coesão do solo |
| $D_r$ | Densidade relativa das areias |
| $EA$ | Rigidez axial |
| $E_{ah}$ | Empuxo ativo |
| $E_{ci}$ | Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto |
| $E_{cs}$ | Módulo de elasticidade secante do concreto |
| $E_{oed}$ | Módulo de elasticidade do ensaio oedométrico |
| $EI$ | Rigidez à flexão |
| $E^*_{ph}$ | Empuxo passivo espacial |
| $E^*_{ph,cr}$ | Empuxo passivo espacial para $b_t = b_{cr}$ |
| $E_s$ | Módulo de elasticidade secante |
| $E_{tc}$ | Módulo de elasticidade do ensaio triaxial de compressão |
| $E_{ur}$ | Módulo de elasticidade para o descarregamento |
| $E_{50}$ | Módulo de elasticidade para 50% da tensão de ruptura |
| $e_{agh}$ | Tensão horizontal ativa devida ao peso próprio |
| $e_{aph}$ | Tensão horizontal ativa devida à sobrecarga |
| $e_{ach}$ | Tensão horizontal ativa devida à coesão |
| $e_{auh}$ | Tensão horizontal resultante no nível da escavação |
| $d$ | Espessura equivalente do elemento de placa |
| $f_D$ | Fator de influência de compacidade |
| $f_t$ | Razão $b_t$ / t (largura do perfil / ficha) |
| $H$ | Altura da escavação |

| | |
|---|---|
| $H'$ | Altura do ponto de tensões horizontais nulas |
| $h$ | Braço de alavanca da força P |
| $h_c$ | Altura da trinca de tração |
| $h_k$ | Altura do primeiro nível de apoio da cortina |
| $K_a$ | Coeficiente de empuxo ativo de Rankine |
| $K_{ah}$ | Coeficiente de empuxo ativo |
| $k$ | Fator de Velloso para cortinas de estacas com prancheamento |
| $k_{ph}$ | Coeficiente de empuxo passivo devido ao atrito de Streck |
| $k^c_{ph}$ | Coeficiente de empuxo passivo devido à coesão de Streck |
| $k_{rh}$ | Coeficiente de empuxo resultante ($k_{ph}$ - $k_{ah}$) |
| $k_x$ | Permeabilidade horizontal |
| $k_y$ | Permeabilidade vertical |
| $K_0^{nc}$ | Coeficiente de empuxo no repouso para solo normalmente adensado |
| $L_s$ | Espaçamento entre ancoragens |
| $l$ | Comprimento da estaca ou cortina |
| $M_{máx}$ | Momento fletor máximo na cortina |
| $N_{SPT}$ | Resistência à penetração do ensaio SPT brasileiro |
| $N_{60}$ | Resistência à penetração do SPT para eficiência de 60% |
| $N_1$ | Número de golpes para penetrar os 15 cm iniciais do amostrador |
| $N_2$ | Número de golpes para penetrar os 15 cm intermediários do amostrador |
| $N_3$ | Número de golpes para penetrar os 15 cm finais do amostrador |
| $N_t$ | Número de golpes para penetrar os 45 cm do amostrador |
| $n$ | Razão h / t para postes de Dörr |
| $P$ | Força horizontal na estaca ou cortina |
| $p$ | Sobrecarga |
| $p_{ref}$ | Tensão de referência |
| $q_a$ | Valor assintótico de tensão desviadora para a hipérbole |
| $q_f$ | Tensão desviadora para ruptura |
| RA | Resultante de empuxo ativa |
| RP | Resultante de empuxo passiva |
| $R_f$ | Razão de ruptura do modelo hiperbólico |
| $S_u$ | Resistência não drenada |
| $s_A$ | Deslocamento da cortina em condição de trabalho |

| | |
|---|---|
| $s_R$ | Deslocamento da cortina na condição de ruptura |
| t | Ficha - Comprimento de embutimento da estaca ou cortina |
| w | Peso do elemento de placa |
| $z_A$ | Ponto de aplicação do empuxo passivo em trabalho |
| $z_R$ | Ponto de aplicação do empuxo passivo na ruptura |
| $\alpha_A$ | Inclinação com a horizontal da cunha da região de plastificação ativa |
| $\alpha_P$ | Inclinação com a horizontal da cunha da região de plastificação passiva |
| $\delta_a$ | Atrito na interface solo-estrutura (ativo) |
| $\delta_h$ | Deslocamento horizontal |
| $\delta_p$ | Atrito na interface solo-estrutura (passivo) |
| $\delta_v$ | Deslocamento vertical |
| $\delta_{3D}$ | Deslocamento da cortina na análise tridimensional |
| $\delta_{sp}$ | Deslocamento da cortina na análise bidimensional |
| $\gamma$ | Peso específico do solo |
| $\eta_p$ | Fator de segurança para o passivo |
| $\varphi$ | Ângulo de atrito do solo |
| $\varphi'_{tc}$ | Ângulo de atrito do solo obtido do ensaio de compressão triaxial |
| $\mu$ | Razão l / t (comprimento / ficha) |
| $\nu$ | Coeficiente de Poisson |
| $\sigma'_{v0}$ | Tensão efetiva vertical inicial |
| $\tau'$ | Razão de comprimentos para postes de Dörr |
| $\omega_R$ | Coeficiente de empuxo passivo devido ao atrito de Streck |
| $\omega_K$ | Coeficiente de empuxo passivo devido ao atrito de Streck |
| $\omega_{ph}$ | Coeficiente de empuxo passivo no caso plano |
| $\psi$ | Ângulo de dilatância |

**SUMÁRIO**

**INTRODUÇÃO ..... 24**
**1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ..... 28**
1.1 Consideração sobre o Cálculo de Cortinas com Ficha Descontínua, Velloso (1958) ..... 29
1.2 Perfis Metálicos com Pranchada de Madeira, Weissenbach (1962) ..... 35
1.2.1 Coeficientes de empuxo passivo para solos com atrito e coesão ..... 37
1.2.2 Estruturas equivalentes para o atrito lateral ..... 42
1.2.3 Largura crítica ..... 43
1.2.4 Espaçamento crítico entre estacas ..... 44
1.2.5 Ponto de aplicação da resultante ..... 44
1.2.6 Grandeza dos deslocamentos ..... 45
1.2.7 Simplificação do método de cálculo ..... 46
1.3 Perfis Metálicos com Pranchada de Madeira, Weissenbach et al. (2003) ..... 48
1.3.1 Ações dos carregamentos permanentes e móveis ..... 49
1.3.2 Tensões horizontais ativas e passivas em paredes em balanço ..... 50
1.3.3 Tensões horizontais ativas e passivas em paredes com apoios em escoras ou tirantes ..... 54
1.3.4 Tensões horizontais passivas ..... 64
1.4 Contribuições em Modelagem Numérica ..... 69
**2 FERRAMENTA NUMÉRICA PLAXIS 2D ..... 87**
2.1 Generalidades ..... 87
2.2 Estrutura do programa ..... 87
2.2.1 INPUT: ..... 87
2.2.2 CALCULATION: ..... 92
2.2.3 OUTPUT: ..... 95
2.2.4 CURVES: ..... 96
2.3 Modelos constitutivos ..... 96
2.3.1 Modelo *Mohr-Coulomb* (MC): ..... 97
2.3.2 Modelo *Hardening Soil* (HS) ..... 98
2.3.3 Aspectos dos modelos constitutivos na modelagem de escavações ..... 100
**3 ANÁLISE PARAMÉTRICA - PLAXIS 2D ..... 102**

3.1 Escavação hipotética com parede diafragma ..... 102
3.1.1 Influência do fator de redução da resistência na interface - $R_{inter}$ ..... 104
3.1.2 Influência da malha ..... 108
3.1.3 Influência do número de etapas construtivas ..... 110
3.1.4 Influência da largura da cava ..... 111
3.1.5 Influência da largura atrás da escavação (influência do contorno) ..... 112
3.1.6 Avaliação das tensões e deslocamentos ao longo das etapas de construção ..... 113
3.1.7 Comparação entre modelos *Mohr-Coulomb* (MC) e *Hardening Soil* (HS) ..... 115
3.1.8 Comparação entre empuxos do Plaxis e por Rankine ..... 122
3.2 Escavação hipotética com perfis metálicos e pranchas de madeira ..... 125
**4 CASO DE OBRA: ASPECTOS DE INTERESSE ..... 132**
4.1 Caracterização da área em estudo e do projeto ..... 132
4.2 Parâmetros geotécnicos ..... 136
4.3 Modelagem da obra no Plaxis ..... 140
4.3.1 Modelagem do perfil geotécnico ..... 141
4.3.2 Modelagem da parede de contenção ..... 142
**5 CASO DE OBRA: RESULTADOS ..... 148**
5.1 Análise numérica ..... 148
5.1.1 Análise de alguns fatores importantes na modelagem do caso de obra ..... 152
5.2 Análise por métodos usuais de projeto ..... 159
**6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS ..... 163**
6.1 Conclusões ..... 163
6.2 Sugestões para pesquisas futuras ..... 167
**REFERÊNCIAS ..... 169**
**ANEXO A – VELLOSO, 1958. ..... 174**
**ANEXO B – EMPUXO PASSIVO SOBRE ÁREAS DE PEQUENA LARGURA – WEISSENBACH, 1970. ..... 180**
**ANEXO C – PROJETO ..... 201**
**ANEXO D – LOCAÇÃO DAS SONDAGENS ..... 202**
**ANEXO E – SONDAGEM SP 02 A ..... 203**
**ANEXO F – ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO ..... 205**
**ANEXO G – LEITURAS DO INCLINÔMETRO D1 ..... 206**
**APÊNDICE A – CÁLCULO PELA METODOLOGIA DE WEISSENBACH ..... 212**

**APÊNDICE B – CÁLCULO PARA CORTINA COM 1 NÍVEL DE APOIO .....215**

# INTRODUÇÃO

## Relevância e Objetivos

As cortinas com ficha descontínua são empregadas com frequência como contenção de paredes de subsolo e de valas para execução de obras subterrâneas. O tipo mais comum é aquele cuja execução consiste na cravação de perfis metálicos, anterior à escavação, e o prosseguimento da execução da escavação com o posicionamento de pranchas de madeira, apoiadas nos perfis com auxílio de cunhas, à medida em que a escavação avança, até sua cota final. Dependendo da profundidade escavada, a cortina pode trabalhar em balanço ou ter um ou vários níveis de apoio. Alternativamente, costuma-se também utilizar, no trecho escavado, pranchas pré-moldadas de concreto ou mesmo uma blindagem metálica, entre os perfis cravados, esta última alternativa sendo empregada quando da presença de camadas de argila de baixa consistência.

Cortinas de contenção com ficha descontínua podem ser executadas também em paredes do tipo diafragma de concreto armado, quando alguns painéis são executados a maiores profundidades, mas não todos, principalmente nos casos onde a parede recebe pilares de divisa de alta carga que necessitem de cotas de assentamentos mais baixas para garantir capacidade de carga adequada. Esta ficha, mesmo descontínua, auxilia na mobilização da resistência horizontal do solo no trecho da parede abaixo do nível da escavação.

O projeto geotécnico de paredes com fichas descontínuas não tem apresentado uma evolução ao longo dos anos compatível com o que ocorre em outros procedimentos de análise geotécnica. Mesmo em países desenvolvidos, os manuais de projeto de fundações e escavações em geral tratam do assunto de uma forma simplificada. Cabe destacar o que preconiza, por exemplo, o CFEM (*Canadian Foundation Engineering Manual)*, em sua última versão, de 2006, que sugere, para perfis metálicos trabalhando como ficha descontínua, que as tensões desenvolvidas no solo no trecho da ficha sejam computadas, de forma conservativa, como três vezes superior ao valor calculado para a largura do perfil, desde que o espaçamento entre eixo dos perfis seja superior a três vezes a sua largura. De fato, para espaçamentos menores, a consideração mais desfavorável seria a da continuidade da ficha.

No Brasil, quando do início da construção do Metrô no Rio de Janeiro, os consultores alemães introduziram algumas diretrizes de projeto que incluía a consideração da ficha descontínua, que foi utilizada na prática tanto para fichas descontínuas como para a verificação da carga horizontal resistente de postes quando submetidos a cargas de vento. Estas diretrizes alemãs tiveram por base as pesquisas de Weissenbach (1962) cujos trabalhos, escritos em alemão, não permitiram, à maior parte dos projetistas, um conhecimento mais completo do assunto.

Atualmente, no meio geotécnico, a disponibilidade de programas refinados em elementos finitos, de uso cada vez maior, têm possibilitado a análise de uma série de problemas cuja formulação analítica ainda envolve procedimentos de cálculo não totalmente explorados ou conhecidos de forma adequada.

O objetivo desta dissertação é de se proceder a uma investigação mais detalhada do efeito da ficha descontínua em escavações, iniciando-se com um retrospecto dos artigos e pesquisas desenvolvidos e sua pequena evolução, observada pela autora, ao longo do tempo. A comparação entre as análises usuais, realizadas até então na prática, com análises numéricas, para um caso de obra instrumentado, é o objetivo principal da presente pesquisa.

**Motivação**

A escassez de publicações sobre este tema na literatura técnica, a relevância de seu emprego na prática, bem como a possibilidade atual das ferramentas numéricas disponíveis para sua análise foram as razões que motivaram a escolha deste tema para esta dissertação.

Outros aspectos que se deseja verificar nesta pesquisa: influência da rigidez da prancha na absorção dos esforços de empuxo, do efeito 3D nos esforços e deslocamentos da cortina, da melhor forma de representação do conjunto perfil e prancha na modelagem numérica, influência da ficha no comportamento da cortina para as cargas de serviço, influência do espaçamento e rigidez dos perfis nos recalques das fundações vizinhas, etc.

A disponibilidade de uma obra instrumentada em perfis metálicos com ficha descontínua norteou a aplicação de uma análise convencional com uma análise numérica mais refinada, bem como a comparação dos resultados previstos com os experimentais.

**Estrutura da dissertação**

Após esta introdução apresenta-se, no Capítulo 1, uma revisão bibliográfica onde são descritos os principais métodos utilizados na prática corrente de perfis com ficha descontínua. Algumas contribuições originais, em alemão, foram traduzidas no passado por engenheiros interessados nas aplicações imediatas em projeto. Procurou-se apresentar as contribuições de alguns autores ao tema de cortina com ficha descontínua em procedimentos de cálculos analíticos, bem como em análises numéricas 2D.

As principais informações a respeito do programa computacional utilizado na presente pesquisa são apresentadas no Capítulo 2. Tal seção aborda o programa Plaxis 2D com enfoque em problemas de escavação.

No Capítulo 3 é ilustrado um caso simples de uma escavação típica escolhida para uma análise inicial paramétrica no programa Plaxis. O objetivo principal deste capítulo é obter uma resposta da sensibilidade do programa em relação às variáveis que envolvem um problema de escavação.

No Capítulo 4 se procede à caracterização do caso de obra escolhido para a análise, que contemplou uma escavação urbana em perfis com pranchada em balanço, junto à divisa de construções antigas em fundações diretas. Face aos riscos que poderiam surgir aos vizinhos, a escavação foi instrumentada, bem como a construção vizinha com fundações mais vulneráveis, possibilitando a adoção de um plano de contingência caso o comportamento da obra indicasse um risco não aceitável.

O Capítulo 4 inclui ainda o detalhamento dos parâmetros geotécnicos e os dados de entrada utilizados na modelagem numérica do subsolo e da parede de contenção.

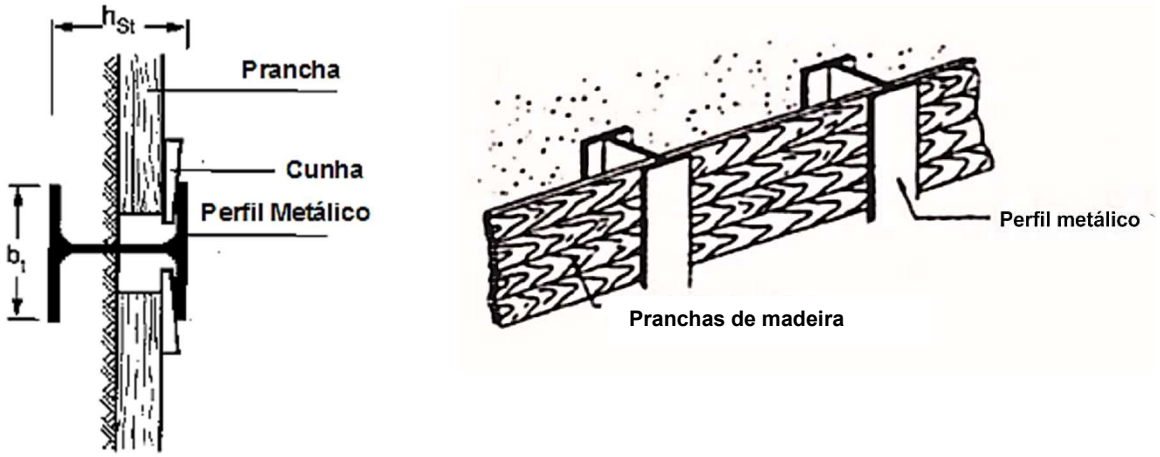
A apresentação e interpretação dos resultados constam no Capítulo 5, tanto para as análises numéricas quanto para o procedimento convencional de Weissenbach et al. (2003) e Weissenbach (1962). Este capítulo contempla ainda a comparação entre essas abordagens com os resultados da instrumentação.

O Capítulo 6 detalha as principais conclusões, indicando os pontos de convergência e os aspectos mais relevantes que não são abordados de forma explicita nos procedimentos usuais de projeto. Neste capítulo são também apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras.

Seguem as referências bibliográficas, os anexos e os apêndices.

# 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A maior parte das referências sobre o assunto destaca a utilização de pranchada de madeira com perfis metálicos em sua forma original, desde os anos 1900, quando da construção do Metrô de Berlim, consistindo em pranchas de madeira fixadas aos perfis por cunhas, como ilustrado na Figura 1.




a) b)

Figura 1 - Uso da solução em perfil metálico com pranchada de madeira, a) Weissenbach et al. (2003); b) Perko e Boulden (2008)

O baixo custo dessa solução, principalmente em locais onde o solo possui uma boa resistência, resultou em inúmeras variantes e extensa aplicação prática. Atualmente, pré-lajes de concreto são bastante utilizadas no lugar das pranchadas de madeira.

Segundo Weissenbach et al. (2003), as recomendações alemães especificam, um comprimento embutido (ficha) de pelo menos 1,5m abaixo do fundo da escavação, para profundidades de escavação de até 10m. Isto caso nenhuma profundidade adicional seja necessária à sua estabilidade. Este embutimento, entretanto, não costuma ser suficiente para mobilizar a resistência horizontal necessária à estabilidade, ou ainda, à transmissão dos esforços verticais advindos do atrito mobilizado na parede ao solo subjacente. Se o nível de apoio inferior estiver posicionado próximo ao fundo da escavação e não atuarem forças verticais no perfil, não é necessário qualquer embutimento abaixo da linha de escavação.

Neste capítulo, face a maior parte das referências sobre o tema ser de origem alemã, a autora da presente pesquisa irá adotar a notação utilizada por Weissenbach et al. (2003), que corresponde àquela também adotada pelo EAB, Comitê de Escavações da Sociedade Alemã de Geotecnia, designada como “Recomendations on Excavations EAB” e liderada pelo próprio Weissenbach, EAB (2008).

As poucas referências encontradas pela autora neste tema específico serão resumidas a seguir, organizadas em forma cronológica, visando facilitar sua compreensão.

## 1.1 Consideração sobre o Cálculo de Cortinas com Ficha Descontínua, Velloso (1958)

Velloso (1958) resumiu a consideração de alguns autores visando nortear o projeto de cortinas com ficha descontínua, bem como outras situações em que o efeito de arco se mostra presente nas fundações. O relatório elaborado por Velloso (1958), documento interno da empresa Estacas Franki, encontra-se no Anexo A. Neste item só será destacada a consideração do cálculo da cortina com ficha descontínua.

A Figura 2 indica o problema em apreço. Velloso (1958) destaca ser fácil compreender que para valores de espaçamento “$a_t$” entre perfis suficientemente pequenos, pode-se admitir que a cortina funcione como se a ficha fosse contínua. Aumentando-se o espaçamento “$a_t$”, o cálculo pode ser ainda feito como se fora uma cortina contínua, levando em conta o efeito de arco entre os perfis verticais, porém reduzindo-se o empuxo passivo. Aumentando-se ainda mais o espaçamento se chegará a um certo valor de “$a_t$” para o qual os perfis verticais trabalharão de forma independente, como estacas verticais submetidas a esforços horizontais.

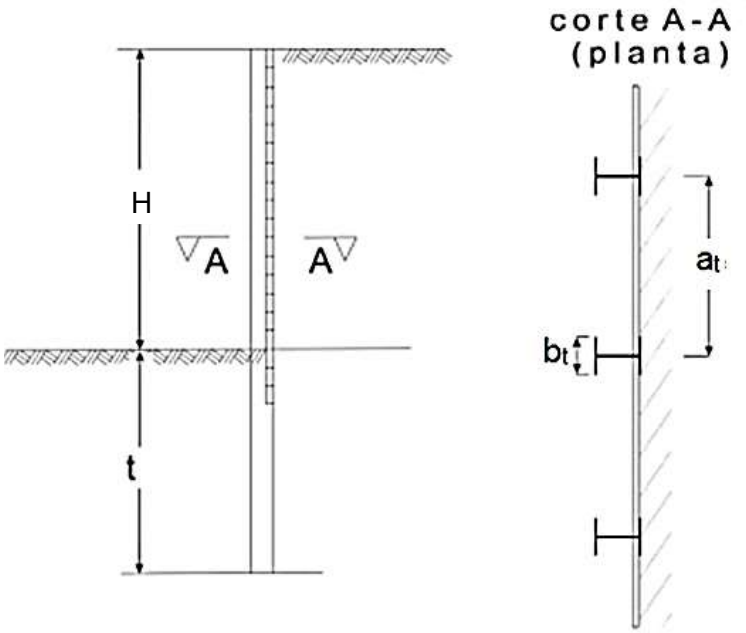
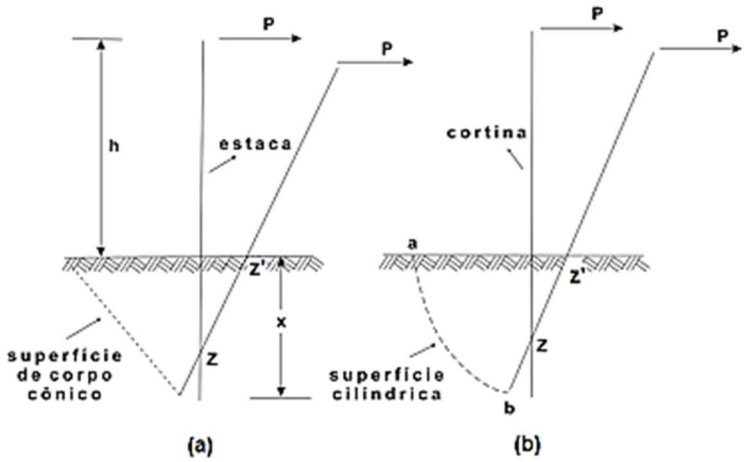



Figura 2 - Cortina com ficha descontínua, (Velloso, 1958)

Velloso (1958) mostra, inicialmente, que uma estaca vertical e uma cortina de ficha contínua resistem às solicitações que lhes são impostas de modo diferente. Para isso, aquele autor transcreve o texto de Krynine (1941):

> Resistance of a pole and of a sheet - piling wall compared - If the lateral pulling force is gradually increased, the center of rotation ("pivot" Z in fig. a) moves toward point Z' at the earth's surface, and finally a conelike body is pushed out. Experiments conducted at North Carolina State College, Raleigh, N. C., and by the State Highway Board of Georgia have shown that the resistance of a pile to overturning is proportional to the square of the penetration depth (x in fig. a).
>
> It should be borne in mind, however that in the case of a sheet-piling wall, the resistance to overturning is proportional to x and not to $x^2$. To push out a conelike body, as in the case of an isolated pile, it is necessary to break down the shearing resistance of the soil along the surface of that cone (fig. a). In the case of a wall, the shearing resistance to be overcome is that along a cylindrical surface ab (fig. b).



Ao analisar um critério de cálculo para as cortinas de ficha descontínua, Velloso (1958) ressalta que este não pode ser feito exatamente como se a cortina tivera uma ficha contínua. Não se pode admitir que o efeito de arco substitua integralmente a cortina nos trechos entre perfis verticais, mas sim que esta substituição seja parcial, tudo se passando como se houvesse uma redução do empuxo passivo.

Procurando estabelecer a redução do empuxo passivo, o primeiro cuidado que Velloso (1958) teve foi o de procurar um autor que apresentasse, sob as mesmas hipóteses, um cálculo de estaca sujeita a esforços horizontais. O único autor, dentre os pesquisados por Velloso (1958), que abordou os dois assuntos foi Dörr (1922). Embora Dörr (1922) tenha concebido sua solução para uma obra antiga, Velloso (1958) observou que o processo é considerado válido em obras consideradas mais recentes, como procedido por Girkmann e Königshofer (1952) para fundações de pontes.

Para cortina com ficha descontínua e sem apoio superior, Figura 3, e para um solo com φ' de 30º, Dörr (1922) fornece o valor da equação (1):

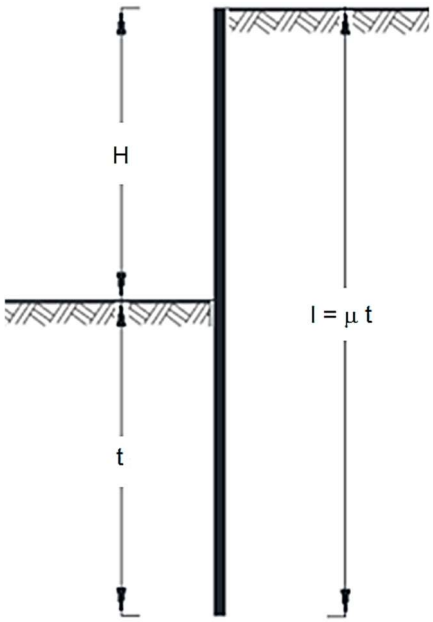



Figura 3 - Cortina com ficha descontínua sem apoio superior, Velloso (1958).

$$\mu = \frac{l}{t} = 1{,}69 \tag{1}$$

onde: μ é a razão entre o comprimento da cortina e o da ficha;

l é o comprimento total da cortina;

t é o comprimento da ficha.

Conclui-se que:

$$l = H + t \quad \rightarrow \quad \mu\, t = H + t \quad \rightarrow \quad t = \frac{1}{\mu - 1} H = 1{,}45H \tag{2}$$

onde: H é a altura de escavação.

Para uma estaca com dimensão "$b_t$" normal ao plano vertical de atuação de P, Figura 4, cravada até uma profundidade t em um solo de peso específico γ e ângulo de atrito interno φ', Dörr (1922) fornece, para o máximo valor admissível de P, a equação (3):

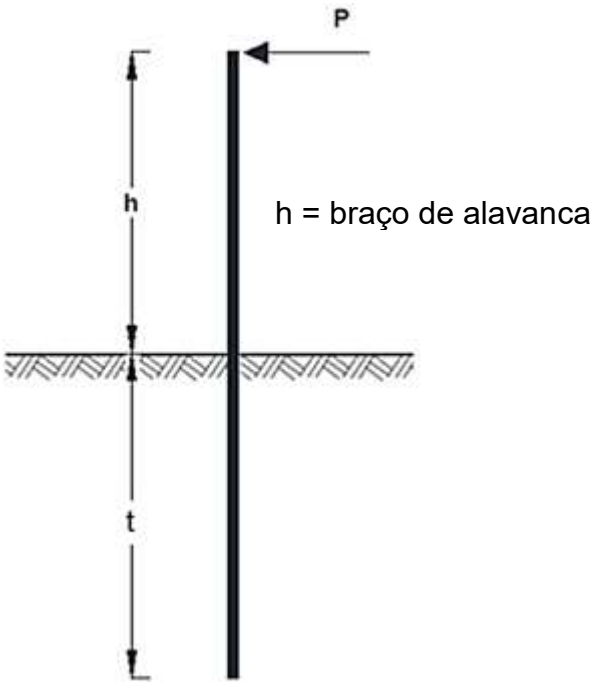



Figura 4 - Estaca sujeita a carga horizontal no topo, Velloso (1958).

$$P = \gamma\, b_t\, t^2\, tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) \frac{\tau'}{2(3n + \tau' + 2)} \tag{3}$$

onde: γ é o peso específico do solo;

$b_t$ é a largura da estaca;

t é o embutimento da estaca;

$\varphi$' é o ângulo de atrito do solo;

$\tau$' é um número adimensional que representa uma razão de comprimentos;

n é a razão entre o comprimento da estaca não embutido pelo embutido.

$$\tau' = \frac{1}{2}\left[\sqrt{(3n+1)^2 + 2(3n+2)} - (3n+1)\right] \quad (4)$$

Admitindo-se que a força atuante, P, que deverá ser resistida pela força mobilizada, decorra do empuxo ativo de um maciço de terra de altura H, como na Figura 5, pode-se escrever a equação (5):

H= altura do maciço

h = braço de alavanca

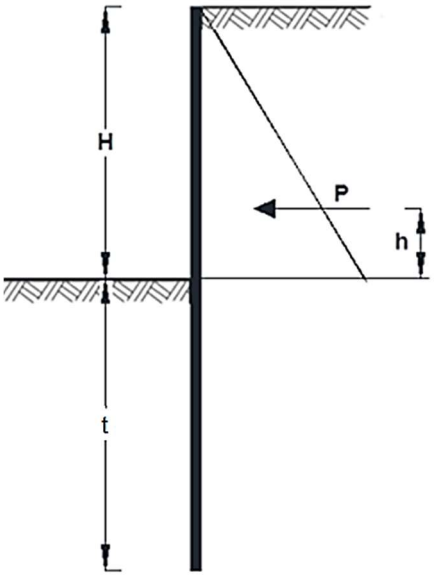



Figura 5 - Empuxo ativo decorrente de um maciço de terra de altura H.

$$P = \frac{1}{2}\,\gamma\, H^2\, a_t\, tan^2(45 - \frac{\varphi'}{2}) \quad (5)$$

onde: P é o empuxo ativo, localizado a uma distância h da base;

$a_t$ é o espaçamento entre estacas;

H é a altura do maciço;

h é o braço de alavanca.

Considerando que o valor da carga atuante deve ser igual ao passivo mobilizado (valor admissível). Igualando as equações (3) e (5), tem-se:

$$P = \gamma\, b_t\, t^2\, tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) \frac{\tau'}{2(3n + \tau' + 2)} = \frac{1}{2}\, \gamma\, H^2\, a_t\, tan^2(45 - \frac{\varphi'}{2})$$

$$a_t\, H^2 = 2\, b_t\, t^2\, \frac{tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2})}{tan^2(45 - \frac{\varphi'}{2})} \cdot \frac{\tau'}{2(3n + \tau' + 2)} \quad (6)$$

Para φ' = 30º e $\varsigma = \frac{\tau'}{2(3n+\tau'+2)}$ , tem-se:

$$a_t H^2 = 18\, b_t\, t^2\, \varsigma \quad (7)$$

Sendo h / t = n e h = 1/3 H, chega-se a:

$$\frac{a_t}{b_t} = 18\, \frac{t^2}{H^2} \varsigma = 2 \frac{t^2 \varsigma}{h^2} = \frac{2\varsigma}{n^2} \quad (8)$$

Para t / H = 1,45, equação (2), e H=3.h, obtém-se:

$$n = \frac{h}{t} = \frac{h}{1{,}45\ (3h)} = 0{,}23 \qquad \rightarrow \qquad \frac{a_t}{b_t} = 3{,}3 \quad (9)$$

Assim, se o espaçamento entre perfis for igual a 3,3 vezes sua largura, para uma dada altura de terra, a ficha necessária é a mesma que se obteria considerando uma cortina de ficha contínua. Este resultado, obtido para o caso particular de estaca e cortina sem apoio superior, foi estendido por Velloso (1958), para aplicação ao caso de estaca e cortina com apoio superior.

Para um espaçamento $a_t$ entre perfis maior que 3,3 $b_t$, Velloso (1958) sugere computar apenas 3,3 $b_t$ ou, em outras palavras, o cálculo deve ser feito como se

tratasse de uma cortina com ficha contínua, multiplicando o empuxo passivo mobilizado por um fator k dado por: k= 3,3 $b_t$ / $a_t$.

Velloso (1958) informa ainda que no cálculo das cortinas de contenção do subsolo do Edifício Avenida Central foi adotado o valor 3, ao invés de 3,3, e o valor de k de:

$$k = \frac{3b_t}{a_t} = \frac{3\,.\,12cm}{60\ cm} = 0{,}60 \tag{10}$$

onde: $b_t$ é a largura da mesa do perfil utilizado igual a 12 cm;

$a_t$ é o espaçamento entre perfis igual 60 cm.

Cabe destacar que este procedimento preconizado por Velloso (1958) é o mesmo sugerido no CFEM, em sua última versão, de 2006, que enfatiza: para perfis metálicos trabalhando com ficha descontínua, as tensões desenvolvidas no solo no trecho da ficha devem ser computadas, de forma conservativa, como três vezes o valor da largura do perfil, desde que o espaçamento entre eixo dos perfis seja superior a três vezes a sua largura. Para espaçamentos menores do que três vezes a largura, a cortina se comporta como se fora contínua.

A seguir será apresentado o método desenvolvido por Weissenbach (1962), a partir de uma tradução do seu artigo original em alemão. O método de Weissenbach (1962) se baseia em ensaios em escala natural e também em modelos, representando, assim, um avanço em relação ao método que Velloso (1958) propôs para utilização prática na empresa Estacas Franki. Há de se ressaltar que, apesar de simples, a consideração de Velloso (1958) é utilizada ainda hoje pelos Canadenses e norteou o projeto de centenas de cortinas executadas em várias cidades do Brasil, algumas obras notáveis e com vários subsolos como o Edifício Avenida Central, conhecido por todos do Rio de Janeiro.

## 1.2 Perfis Metálicos com Pranchada de Madeira, Weissenbach (1962)

O registro mais completo do uso de perfis com ficha descontínua que se conseguiu obter em português foi uma publicação de Dezembro de 1970, já quase

ilegível, Anexo B, reconstituída pela autora desta pesquisa, de forma a torná-la novamente acessível. Trata-se do documento CCN-HT-DEC nomeado como “Empuxo Passivo sobre Áreas de Pequena Largura”. Tal documento representa uma das diretrizes da coordenação técnica da primeira fase do Metrô Rio, utilizada como instruções para os projetistas. Seu conteúdo resume a contribuição de Weissenbach (1962), cujo original está redigido em alemão. Tal publicação contém resultados de ensaios conduzidos em escala natural e em modelos reduzidos, com variação da largura da aba do perfil, comprimento de embutimento em solo arenoso, compacidade da areia, teor de umidade da areia e ângulo de atrito do solo e da interface solo-perfil.

Os autores realizaram uma série de ensaios de caracterização do maciço de solo dos diferentes modelos, bem como ensaios de resistência ao cisalhamento do solo de forma a correlacionar o ângulo de atrito com a compacidade da areia. Também foi avaliada a coesão aparente da areia úmida em uma vala de construção.

Os detalhes sobre a execução dos ensaios de empuxo passivo realizados, incluindo a preparação dos ensaios em escala natural e em modelo reduzido, sua descrição completa e superfície de ruptura podem ser consultados no Anexo B. Cabe destacar que nos ensaios realizados com movimento vertical da parede ou da estaca livre foram registradas superfícies de deslizamento plana. Por outro lado, nos ensaios realizados com movimento vertical da parede ou do perfil impedido foram registradas superfícies de deslizamento curvas. Estes ensaios confirmaram ensaios realizados anteriormente por Streck (1935).

Algumas observações relevantes desta pesquisa cabem ser incorporadas neste item. Os resultados dos ensaios indicaram que para uma mesma compacidade relativa e profundidades de embutimento de até 1 m, os valores de ângulo de atrito obtidos em ensaios de cisalhamento direto poderiam ser diretamente introduzidos nos cálculos. Para perfis de pequena largura e profundidades de embutimento maiores que 1 m, o ângulo de atrito mobilizado diminui, atingindo um valor mínimo de $\varphi$’=30º, para embutimento “t” de 3 m ou maiores. Ao utilizar um ângulo de atrito de $\varphi$’=30º no caso de grandes profundidades de embutimento, se estará, provavelmente, do lado da segurança no caso de solos de maior compacidade. Para paredes de extensão infinita (por exemplo, parede de

cortina de estacas prancha) poderá ser introduzido o ângulo de atrito do ensaio, não reduzido, mesmo para grandes valores de embutimento.

Os autores observaram também que o ângulo de atrito entre a parede metálica e o solo pode ser considerado como de 27,5º, quando a ruptura prevista for curva, ou seja, quando a estrutura puder estar submetida a resultantes inclinadas, o que pressupõe que a estrutura tenha movimento vertical impedido.

Observou-se também, para um teor de umidade de 3%, que a tensão capilar presente nos poros resultou numa coesão aparente de 1 kN/m$^2$ numa areia muito fofa (densidade relativa igual à zero) e 2 kN/m$^2$, em areias muito compactas (densidade relativa igual a um). Como a influência da coesão aparente em areias no empuxo passivo é considerável, Weissenbach (1962) recomenda sua consideração quando o solo não estiver sujeito nem a ressecamento e nem à inundação. A autora da presente pesquisa considera, assim, que esta possibilidade só possa ser considerada em obras provisórias bem controladas.

### 1.2.1 Coeficientes de empuxo passivo para solos com atrito e coesão

A interpretação dos resultados dos ensaios é baseada no coeficiente de empuxo passivo de Streck (1935), que resulta numa superfície de ruptura indicada na Figura 6 e um polígono de forças indicado na Figura 7 e na Figura 8. Weissenbach (1962) recomenda a utilização destas figuras, uma vez que os coeficientes de empuxo delas obtidos para $\delta$ = 27,5º são os menores publicados até aquela data.

As investigações de Streck (1935) se limitaram somente a solos não coesivos. Por essa razão, sua teoria foi estendida para abranger também solos com coesão. A tabela de Streck (1935) para coeficientes de empuxo devido ao atrito é semelhante à que se verá no item 1.3 relativo à contribuição de Weissenbach et al. (2003). Em relação ao coeficiente de empuxo para a coesão, quando o atrito é nulo seu valor corresponde à raiz quadrada do coeficiente de empuxo passivo para o atrito, assim como na Teoria de Rankine. O empuxo passivo pode então ser calculado pela equação (11):

$$E_{ph}^{*} = \frac{1}{2}\,\gamma\,k_{ph}\,t^{2}\,b_{t} + 2\,c\,k_{ph}^{c}\,t\,b_{t} \qquad (11)$$

onde: $k_{ph}$ é o coeficiente de empuxo passivo devido ao atrito;

$k^{c}_{ph}$ é o coeficiente de empuxo passivo devido à coesão;

t é o embutimento (ficha);

$b_t$ é a largura do perfil.

Embora Weissenbach (1962) não detalhe uma série de aspectos e figuras de seu artigo, a autora da presente dissertação apresenta a seguir de forma explícita, a reprodução mais detalhada dos desenhos apagados da referência, bem como um texto explicativo, objetivando uma mais rápida compreensão do leitor. De fato, a autora levou um certo tempo para entender a superfície de deslizamento e o polígono de forças por falhas do desenho original e falta de um texto explicativo.

A superfície de ruptura adotada é aquela que corta a superfície com uma inclinação com a horizontal de 45º - $\varphi$/2, correspondente à inclinação da superfície de ruptura de Rankine para a situação de ruptura passiva. Aproximando-se da cortina, face à presença do atrito $\delta$ entre o solo e a estrutura, a superfície se torna curva, mas foi aproximada por Streck (1935) por uma reta, que parte do pé da ficha e intercepta a superfície de Rankine na profundidade $t_1$ abaixo do nível escavado.

Considerando o equilíbrio do maciço de solo ABCD, tem-se as seguintes forças: G (peso próprio do maciço ABCD); $E_1$ (efeito da cunha de Rankine para a profundidade $t_1$ no maciço considerado); Q (resultante das forças de atrito do solo sob o maciço), agindo numa inclinação de $\varphi$ com a normal à superfície CD; K (resultante das forças de coesão ao longo da base CD do maciço ABCD); E (empuxo passivo resultante, inclinado de $\delta$ em relação à normal à ficha), que se obtém do fechamento do polígono de forças. A Figura 6 ilustra a superfície de ruptura para o maciço com atrito e coesão.

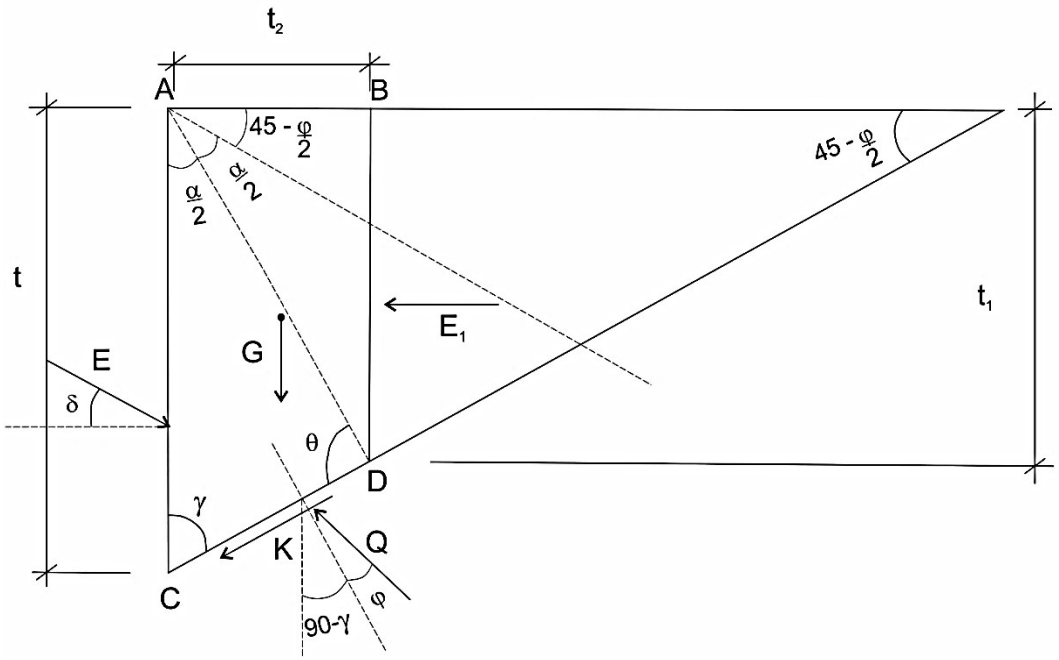



Figura 6 - Superfície de ruptura adotada, segundo Streck (1935).

No polígono de força, Weissenbach (1962) reproduz as componentes verticais e horizontais de todas as forças e, consequentemente, da força de empuxo resultante E.

As Figuras a seguir ilustram as componentes horizontais, indicadas no eixo horizontal, e componentes verticais, indicadas no eixo vertical, de todas as forças atuantes, bem como a determinação do empuxo E sobre o trecho da ficha, considerando o ângulo de atrito solo-estrutura $\delta$.

O Maciço ABCD apenas com atrito é ilustrado na Figura 6 e na Figura 7. Observe que todas as ações são no sentido da direita para a esquerda, exceto o peso G que não tem componente horizontal. Observe também que as componentes verticais das forças são todas no sentido do peso, exceto a componente Q cos (90º - $\gamma$ + $\varphi$ ) = Q sen ($\gamma$ - $\varphi$) que atua de baixo para cima, além de $E_1$ que, por ser uma força horizontal, não apresenta componente vertical.

Observa-se, como não poderia deixar de ser, que a força de coesão atua no sentido de aumento do empuxo passivo. Ver Figura 8 para o polígono com atrito e com coesão.

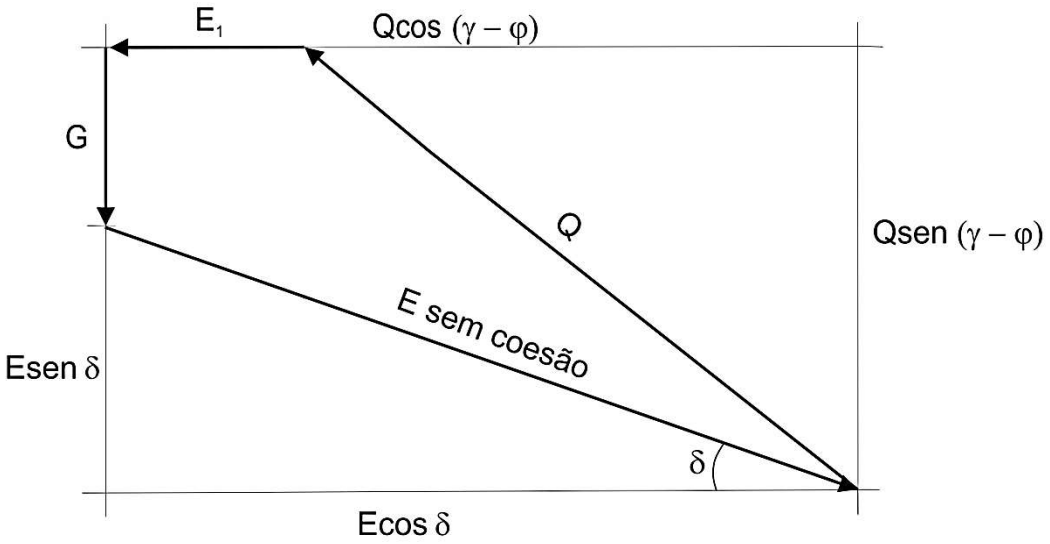



Figura 7 - Polígono de forças atuantes sobre o maciço ABCD sem coesão, admitido por Streck (1935).

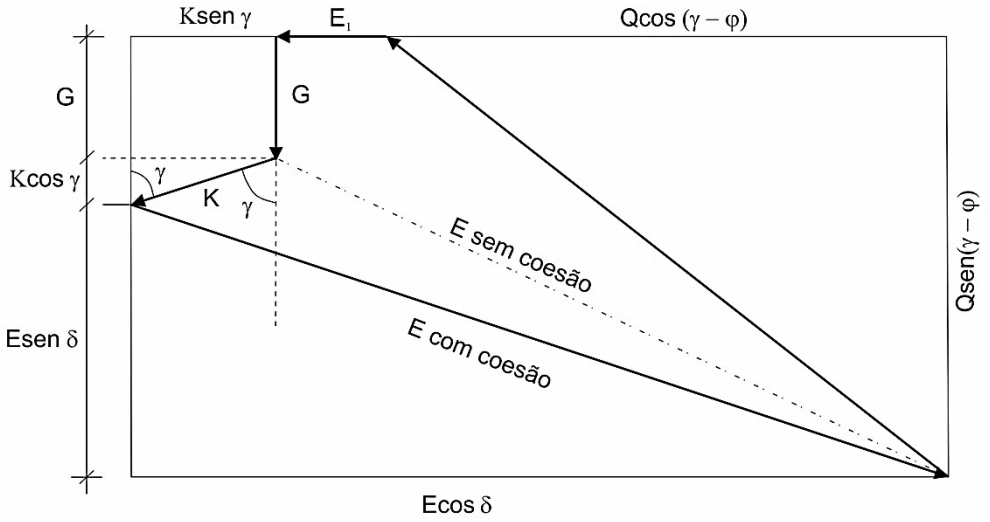



Figura 8 - Polígono de forças atuantes sobre o maciço ABCD com coesão, admitido por Streck (1935).

Os coeficientes para o cálculo do empuxo passivo encontram-se na Tabela 1 e na Tabela 2. Para ângulo de atrito de 27,5º (normalmente utilizado para interface solo - parede metálica), recomenda-se utilizar a simplificação do método (item 1.2.7) a partir da Figura 11 e da Figura 12, uma vez que os valores das tabelas nas diretrizes do Metrô de 1970 podem conter algumas imprecisões, devido à impressão estar bastante apagada e, portanto, ilegível.

Tabela 1 - Coeficientes de empuxo passivo para a parcela de atrito $k_{ph}$, segundo as hipóteses de Streck (1935), (Weissenbach, 1962):

| φ / -δ | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 | 47,5 | 50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1,70 | 1,86 | 2,04 | 2,24 | 2,47 | 2,71 | 3,00 | 3,32 | 3,70 | 4,11 | 4,60 | 5,16 | 5,82 | 6,62 | 7,55 |
| 5 | 1,87 | 2,05 | 2,28 | 2,51 | 2,79 | 3,08 | 3,45 | 3,85 | 4,31 | 4,85 | 5,48 | 6,22 | 7,09 | 8,10 | 9,43 |
| 10 | 2,01 | 2,22 | 2,48 | 2,75 | 3,08 | 3,43 | 3,87 | 4,35 | 4,91 | 5,59 | 6,36 | 7,28 | 8,40 | 9,20 | 11,50 |
| 15 | 2,25 | 2,38 | 2,67 | 2,98 | 3,35 | 3,76 | 4,27 | 4,83 | 5,50 | 6,31 | 7,24 | 8,38 | 9,77 | 11,50 | 13,50 |
| 17,5 | | 2,63 | 2,77 | 3,09 | 3,48 | 3,92 | 4,48 | 5,07 | 5,80 | 6,67 | 7,69 | 8,95 | 10,50 | 13,40 | 14,70 |
| 20 | | | 3,11 | 3,23 | 3,62 | 4,08 | 4,65 | 5,31 | 6,10 | 7,03 | 8,15 | 9,53 | 11,20 | 13,30 | 15,00 |
| 22,5 | | | | 3,70 | 3,81 | 4,27 | 4,85 | 5,56 | 6,41 | 7,41 | 8,62 | 10,10 | 12,00 | 14,30 | 13,50 |
| 25 | | | | | 4,40 | 4,57 | 5,11 | 5,84 | 6,72 | 7,82 | 9,12 | 10,70 | 12,80 | 15,30 | 13,50 |
| 27,5 | | | | | | 5,24 | 5,46 | 6,15 | 7,12 | 8,27 | 9,64 | 11,40 | 13,60 | 15,40 | 16,90 |
| 30 | | | | | | | 5,75 | 6,65 | 7,57 | 8,77 | 10,20 | 12,10 | 14,50 | 17,50 | 21,50 |
| 32,5 | | | | | | | | 8,55 | 8,25 | 9,46 | 11,00 | 13,00 | 15,60 | 18,90 | 23,20 |
| 35 | | | | | | | | | 11,20 | 10,50 | 12,00 | 14,10 | 16,00 | 20,00 | 25,50 |
| 37,5 | | | | | | | | | | 15,10 | 13,60 | 15,70 | 18,50 | 22,50 | 22,90 |
| 40 | | | | | | | | | | | 21,20 | 18,30 | 21,00 | 25,40 | 31,10 |
| 42,5 | | | | | | | | | | | | 31,90 | 25,50 | 29,50 | 35,00 |
| 45 | | | | | | | | | | | | | 33,10 | | 43,90 |

Tabela 2 - Coeficientes de empuxo passivo para a parcela de coesão $k^{c}_{ph}$, segundo as hipóteses de Streck (1935), (Weissenbach, 1962):

| φ / -δ | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 | 47,5 | 50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1,30 | 1,35 | 1,43 | 1,50 | 1,67 | 1,65 | 1,73 | 1,82 | 1,92 | 2,02 | 2,14 | 2,27 | 2,41 | 2,57 | 2,76 |
| 5 | 1,44 | 1,33 | 1,60 | 1,68 | 1,77 | 1,87 | 1,93 | 2,09 | 2,23 | 2,38 | 2,54 | 2,71 | 2,92 | 3,15 | 3,41 |
| 10 | 1,55 | 1,65 | 1,74 | 1,84 | 1,95 | 2,07 | 2,20 | 2,34 | 2,52 | 2,70 | 2,91 | 3,13 | 3,40 | 3,70 | 4,05 |
| 15 | 1,70 | 1,77 | 1,86 | 1,97 | 2,10 | 2,24 | 2,30 | 2,55 | 2,76 | 2,95 | 3,23 | 3,51 | 3,84 | 4,22 | 4,85 |
| 17,5 | | 1,93 | 1,92 | 2,03 | 2,16 | 2,31 | 2,47 | 2,65 | 2,87 | 3,11 | 3,38 | 3,69 | 4,05 | 4,46 | 4,54 |
| 20 | | | 2,08 | 2,00 | 2,22 | 2,37 | 2,53 | 2,75 | 2,97 | 3,23 | 3,52 | 3,85 | 4,25 | 4,70 | 5,22 |
| 22,5 | | | | 2,27 | 2,29 | 2,43 | 2,62 | 2,82 | 3,05 | 3,34 | 3,65 | 4,02 | 4,45 | 4,54 | 5,40 |
| 25 | | | | | 2,48 | 2,50 | 2,69 | 2,80 | 3,15 | 3,45 | 3,77 | 4,16 | 4,81 | 5,14 | 5,75 |
| 27,5 | | | | | | 2,73 | 2,77 | 2,95 | 3,23 | 3,54 | 3,88 | 4,22 | 4,77 | 5,34 | 6,00 |
| 30 | | | | | | | 3,03 | 3,65 | 3,32 | 3,63 | 3,99 | 4,41 | 4,93 | 5,54 | 6,24 |
| 32,5 | | | | | | | | 3,39 | 3,42 | 3,73 | 4,11 | 4,54 | 5,03 | 5,73 | 6,46 |
| 35 | | | | | | | | | 3,87 | 3,87 | 4,24 | 4,68 | 5,24 | 5,93 | 6,72 |
| 37,5 | | | | | | | | | | 4,43 | 4,42 | 4,85 | 5,42 | 6,14 | 5,83 |
| 40 | | | | | | | | | | | 5,30 | 5,12 | 5,67 | 6,42 | 7,25 |
| 42,5 | | | | | | | | | | | | 6,45 | 6,08 | 6,78 | 7,68 |
| 45 | | | | | | | | | | | | | 8,28 | | 8,20 |

### 1.2.2 Estruturas equivalentes para o atrito lateral

Os resultados dos ensaios demostraram que o empuxo lateral varia linearmente com a profundidade de embutimento t. Este empuxo é aquele em excesso ao atuante apenas sobre a largura da estrutura, devido à ação do solo existente em ambos os lados da mesma, Figura 9.

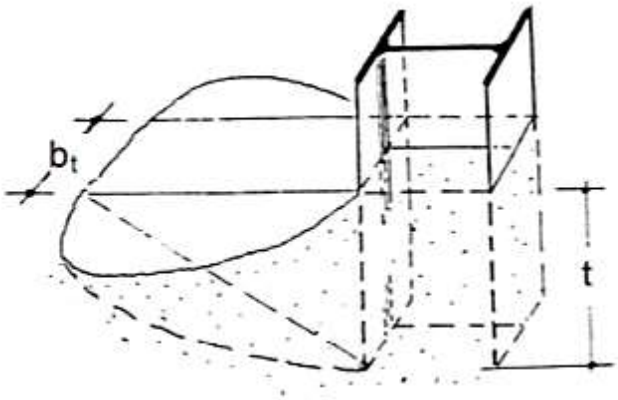



Figura 9 - Largura em excesso à largura do perfil $b_t$ onte atua o empuxo passivo.

A interpretação dos resultados dos ensaios, bem como os cálculos baseados em superfícies de ruptura compatíveis às condições dos ensaios, confirmou que a largura equivalente, para a parcela de atrito, pode ser obtida pela expressão:

$$b'_{s,\varphi} = 0{,}60\ (tan\varphi')\ t \tag{12}$$

Já a largura equivalente à parcela de coesão é dada por:

$$b'_{s,c} = 0{,}90\ (1 + tan\varphi')\ t \tag{13}$$

Segundo Weissenbach (1962), essas larguras equivalentes são independentes do fato da estaca sofrer ou não movimentos verticais e, portanto, independem também do ângulo de atrito na interface do maciço com a parede. Na determinação do empuxo resistente total de uma parede, a largura total ($b_t$ + $b'_s$) é introduzida na equação de empuxo passivo, resultando na seguinte equação:

$$E_{ph}^{*} = \frac{1}{2}\,\gamma\,k_{ph}\,t^{2}\,(b_t + b'_{s,\varphi}) + 2\,c\,k_{ph}^{c}\,t\,(b_t + b'_{s,c}) \tag{14}$$

### 1.2.3 Largura crítica

Cada comprimento de embutimento corresponde a certa largura de parede, abaixo da qual não seria possível desenvolver o máximo empuxo passivo; tudo se passaria como se a estaca cortasse o solo como uma faca (Figura 10).

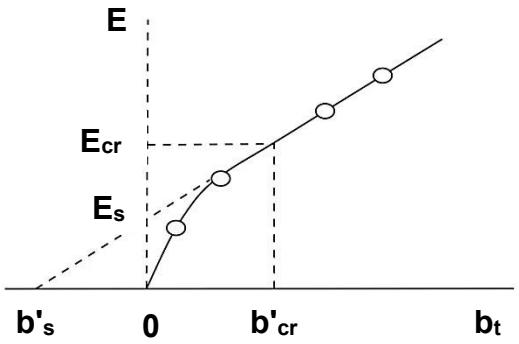



Figura 10 - Relação entre empuxo passivo e largura da parede.

Esta largura chama-se “largura crítica” e pode ser obtida por uma fórmula empírica simples, equação (15):

$$b_{cr} = 0{,}30\,t \tag{15}$$

Esta largura praticamente independe da compacidade e do ângulo de atrito da parede. Para larguras $b_t$ menores que essa largura crítica, o empuxo passivo pode ser calculado aproximadamente pela equação:

$$E_{ph}^{*} \approx E_{ph,cr}^{*}\sqrt{\frac{b_t}{b_{cr}}} \tag{16}$$

onde: $E^{*}_{ph,cr}$ é o empuxo passivo calculado para uma parede, cuja largura é igual a largura crítica $b_{cr}$.

### 1.2.4 Espaçamento crítico entre estacas

Se duas estacas vizinhas se aproximarem mais do que um determinado espaçamento, os empuxos laterais irão se superpor. Pelas hipóteses de cálculo para determinação do empuxo lateral pode-se deduzir que esse espaçamento será atingido quando o vão entre estacas $a^*_t$ for:

$$a_t^* = \frac{1}{2}\, t$$ quando nada se opõe ao movimento vertical da estaca. (17)

$$a_t^* = t$$ quando o movimento vertical da estaca é impedido. (18)

Se o espaçamento entre estacas for maior que o espaçamento crítico, poder-se-á considerar cada estaca atuando isoladamente.

Ao contrário, se o espaçamento for menor que o crítico, o cálculo deverá ser verificado para que a soma dos empuxos atuantes nas estacas não seja maior que o empuxo passivo que se teria na hipótese de que a parede fosse contínua (e não construída por superfícies discretas). Neste cálculo, o empuxo passivo para uma parede de largura $b_t$ pode ser calculado, conforme o caso, com ou sem atrito na parede.

Em qualquer caso, se o espaçamento entre estacas for $a^*_t$ (espaçamento crítico) deverá ser adotado um ângulo de atrito da parede nulo ($\delta$=0).

### 1.2.5 Ponto de aplicação da resultante

Como a parcela do empuxo lateral devido ao atrito varia com o cubo do comprimento de embutimento e a parcela devida à coesão com o quadrado, a sua resultante se situará a maior profundidade do que a resultante do empuxo passivo atuante na largura $b_t$. Na prática, contudo, é usual desprezar essa diferença. Portanto recomenda-se que, o ponto de aplicação da resultante, no instante da ruptura seja admitido a uma distância a contar da ponta da estaca igual a:

$$z_R = 0{,}30\ t \tag{19}$$

onde: $z_R$ é o ponto de aplicação na condição de ruptura.

Conforme os resultados dos ensaios demonstram, para o empuxo mobilizado nas estacas a resultante do empuxo passivo se situa um pouco mais acima do que no instante da ruptura. Nesse caso, pode-se considerar que o ponto de aplicação da resultante está a uma distância de:

$$z_A = 040\ t \tag{20}$$

onde: $z_A$ é o ponto de aplicação na condição de trabalho.

Esta medida $z_A$ é tomada a partir da ponta da estaca, quando as tensões admissíveis forem calculadas para a metade da carga de ruptura. Isto vale também para uma parede de comprimento infinito.

### 1.2.6 Grandeza dos deslocamentos

Interpretando-se os resultados dos deslocamentos medidos nos ensaios, obteve-se uma correlação entre a deformação $s_R$ que ocorre no estágio de ruptura e as deformações $s_A$ que ocorrem quando as tensões atingem metade da carga de ruptura. Os resultados são válidos para areia úmida, com movimento vertical da estaca, para comprimentos de engastamento de 0,50 até 3,00 m.

Para larguras inferiores à largura crítica ($b_t < 0{,}3$ t), os deslocamentos podem ser expressos pelas seguintes fórmulas:

$$s_R = 32 \frac{1}{f_D} \frac{t^2}{\sqrt{b_t}} \tag{21}$$

$$s_A = 1{,}4\ f_D \sqrt{\frac{t^3}{b_t}} \tag{22}$$

Para larguras maiores que a largura crítica ($b_t \geq 0{,}3$ t), os deslocamentos são expressos como:

$$s_R = 59 \frac{1}{f_D} \sqrt{t^3} \tag{23}$$

$$s_A = 2{,}6\, f_D\ t \tag{24}$$

Nessas expressões, os deslocamentos resultam em milímetros, enquanto que o comprimento de engastamento deve entrar em metros. O fator $f_D$ indica a influência da compacidade e pode ser obtido pela expressão:

$$f_D = 1 + \frac{1}{2} D_r \tag{25}$$

onde: $f_D$ é um fator de influência de compacidade

$D_r$ é a densidade relativa da areia.

### 1.2.7 Simplificação do método de cálculo

Partindo-se da equação (14), reproduzida abaixo, e multiplicando-a e dividindo-a por "t", portanto sem alterá-la, pode-se escrevê-la como na equação (26):

$$E^*_{ph} = \frac{1}{2}\, \gamma\, k_{ph}\, t^2\, (b_t + b'_{s,\varphi}) + 2\, c\, k^c_{ph}\, t\, (b_t + b'_{s,c}) \tag{14}$$

$$E^*_{ph} = \frac{1}{2}\, \gamma\, t^3\, \omega_R + 2\, c\, t^2\, \omega_K \tag{26}$$

onde: $\omega_R = k_{ph} \left[0{,}6\ tan\varphi' + {}^{b_t}/_{t}\right]$ e $\omega_k = k^c_{ph} \left[0{,}9\ (1 + tan\varphi') + {}^{b_t}/_{t}\right]$

Observa-se que $\omega_A$ e $\omega_C$ dependem apenas de $\varphi$' e de $b_t$ / t, podendo-se assim utilizar a expressão simplificada e admitindo-se o ângulo de atrito da parede como $\delta$=27,5º obtêm-se e os ábacos constantes na Figura 11 e na Figura 12.

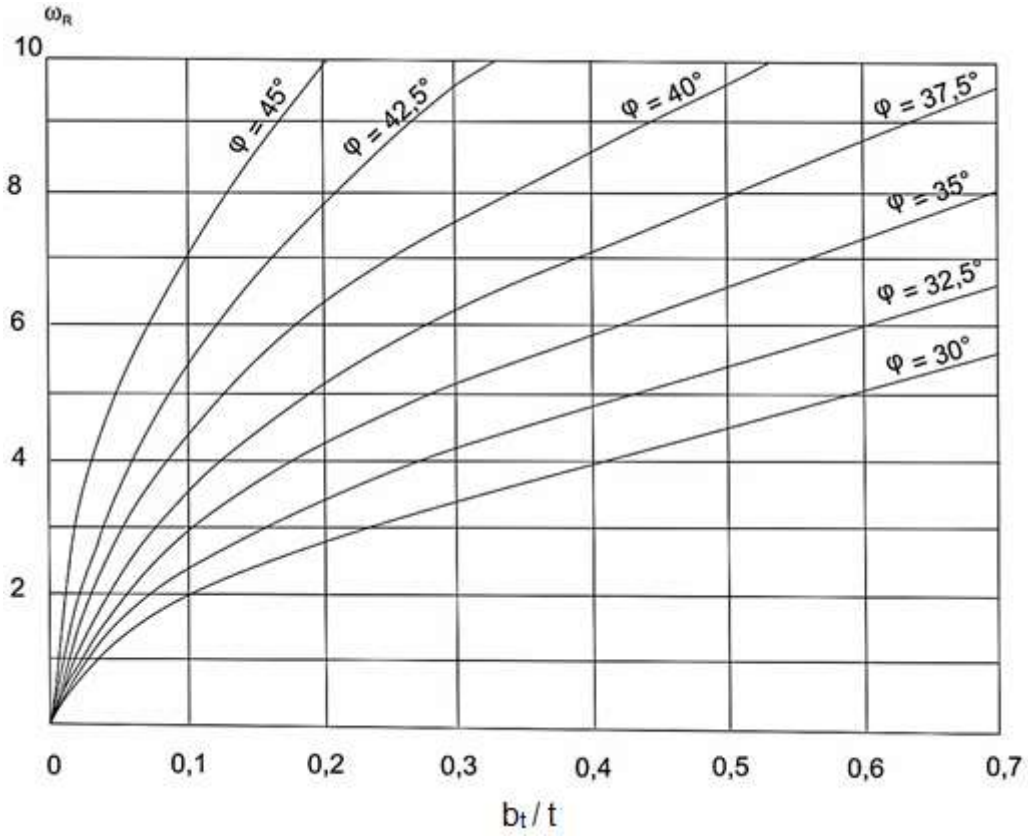



Figura 11 - Coeficiente $\omega_R$ para a parcela devida ao atrito.

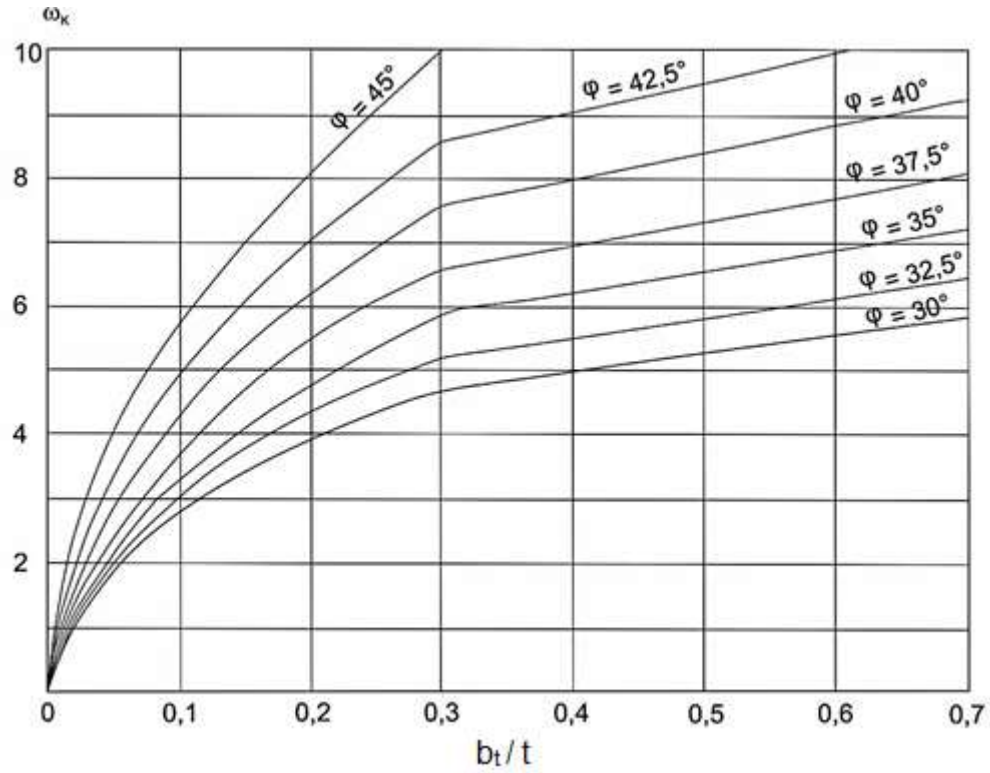



Figura 12 - Coeficiente $\omega_K$ para a parcela devida à coesão.

Os autores apresentam também, o valor do deslocamento para tensões admissíveis ($S_A$), em função de $a_t$ e t, como uma simplificação das equações (22) e (24), para $f_D$ igual a 1,25 na equação (25), correspondente a uma densidade relativa de 50%, Figura 13.

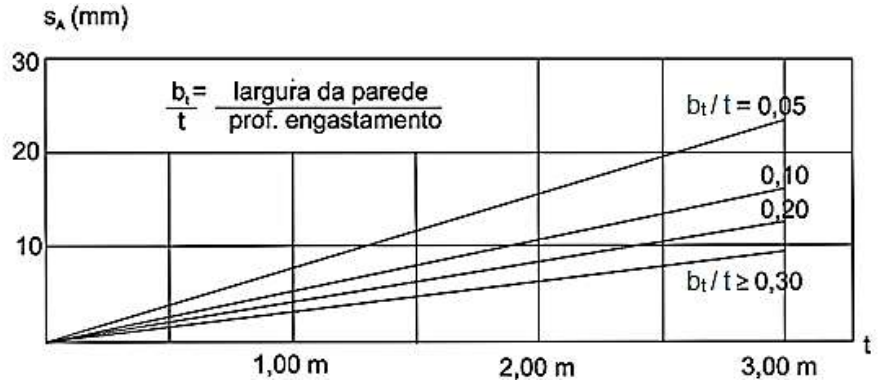



Figura 13 - Deslocamentos para metade da carga de ruptura e Dr=0,5.

Weissenbach (1962) sugere a adoção de um fator de segurança de 2 quando utilizadas as hipóteses de cálculo consideradas anteriormente. Para parâmetros de resistência ao cisalhamento reduzidos, um fator de segurança de 1,5 pode ser aceitável. No caso de obras provisórias o fator de segurança pode ser ainda reduzido, quando os deslocamentos da parede não forem importantes. Contudo, o fator de segurança não deverá ser inferior a 1,2.

## 1.3 Perfis Metálicos com Pranchada de Madeira, Weissenbach et al. (2003)

Esta referência é muito interessante e completa, pois o autor e seus colaboradores escreveram um texto bastante didático e em língua inglesa. Além disso, os procedimentos desenvolvidos são os mesmos que constam das recomendações da Sociedade Geotécnica Germânica, também conhecida por Recommendations on Excavations EAB, cuja referência é EAB (2008). Enquanto que as recomendações apresentam as especificações sem qualquer detalhamento de seu conteúdo, citando as referências todas em alemão, Weissenbach et al. (2003) detalham a experiência adquirida nos projetos das obras realizadas na Alemanha, incluindo o assunto da pesquisa da autora. Por esta razão e também por

vislumbrar sua importância prática, a autora resumiu, de forma estendida, esta contribuição.

Esta referência, comparativamente a de Weissenbach (1962), apresenta recomendações adicionais para o cálculo do comprimento de ficha necessário à estabilidade, tanto para cortinas descontínuas, perfis com pranchada, quanto para cortinas contínuas, como estacas-prancha e paredes diafragma.

Dentre as citadas recomendações, pode-se destacar a proposição de carregamentos e diagramas de tensões horizontais, ativos e passivos, para a análise da estabilidade da parede de contenção. Adicionalmente, destaca-se que estes autores não apresentam metodologia para estimativa de deslocamentos da cortina.

### 1.3.1 Ações dos carregamentos permanentes e móveis

As recomendações do EAB (2008) estabelecem que:

a) Deve ser considerada uma sobrecarga equivalente a um carregamento distribuído de p = 10 kN/m$^2$.

b) Cargas de tráfego e caminhões são consideradas como um carregamento adicional p' de 10 a 40 kN/m$^2$ numa faixa de 1,5 m de largura, como indicado na Figura 14.

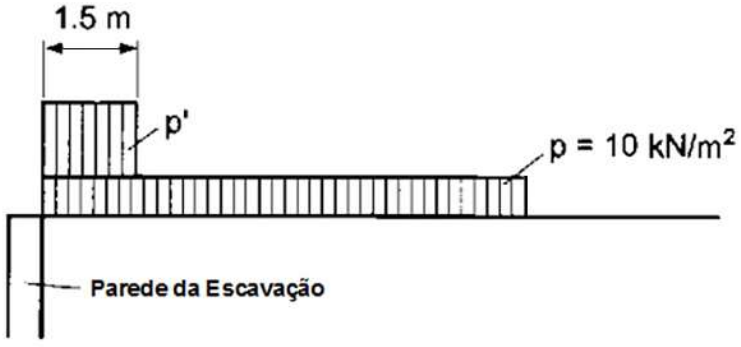



Figura 14 - Carrregamento equivalente para tráfego rodoviário e sobrecargas em obras de escavação, (Weissenbach et al., 2003).

### 1.3.2 Tensões horizontais ativas e passivas em paredes em balanço

As cortinas em balanço normalmente tendem a girar em torno de sua extremidade inferior e, por este motivo, o diagrama de empuxos segue, de forma aproximada, a distribuição de tensões laterais de acordo com a teoria de Rankine. O Comitê de Escavações (EAB) considera a seguinte notação: componente horizontal, subscrito "**h**"; tensão ativa, subscrito "**a**"; carga permanente de peso próprio do maciço, subscrito "**g**"; sobrecarga móvel infinita, subscrito "**p**"; parcela coesiva, subscrito "**c**". Assim, as parcelas de tensões horizontais ativas são representadas como:

$$e_{agh} = \gamma \, K_{ah} \, H \tag{27}$$

$$e_{aph} = p \, K_{ah} \tag{28}$$

$$e_{ach} = -2c \, \sqrt{K_{ah}} \tag{29}$$

onde: $e_{agh}$ é a tensão horizontal ativa devida ao peso próprio;

$e_{aph}$ é a tensão horizontal ativa devida à sobrecarga;

$e_{ach}$ é a tensão horizontal ativa devida à coesão;

H é a atura da escavação, como na Figura 15.

No caso ativo, usualmente utiliza-se a teoria de Coulomb, considerando uma cunha de ruptura plana e o ângulo de atrito entre o solo e a parede como $\delta_a$ = +2/3 φ'. Embora a teoria de Coulomb não considere o diagrama de tensões, são adotados os diagramas de Rankine com os coeficientes $K_{ah}$ correspondentes à componente horizontal de Coulomb, segundo Weissenbach et al. (2003), resultando nos diagramas da Figura 15.

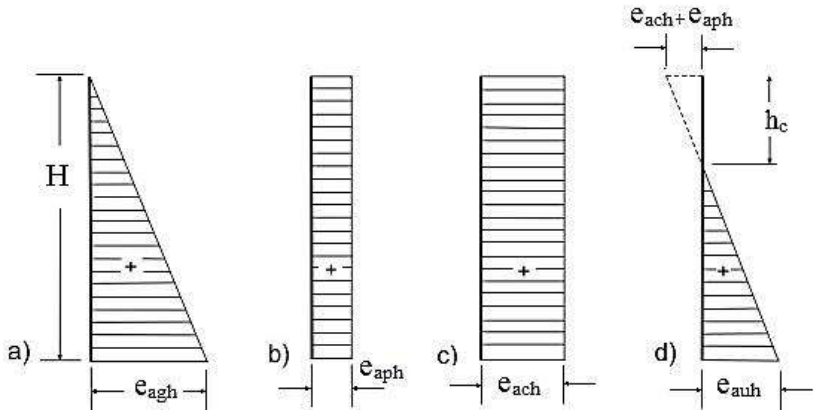



Figura 15 - Determinação da tensão horizontal ativa para $e_{aph} < |e_{ach}|$: a) Tensão horizontal devido ao peso do solo; b) Tensão horizontal devido à sobrecarga; c) Tensão horizontal devida à coesão; d) Superposição das tensões, sendo $e_{auh}$ a tensão resultante no nível da escavação.

Tensões de tração resultam quando $e_{aph} < |e_{ach}|$ e a profundidade de tensões nulas, $h_c$ na Figura 15.d, é:

$$h_c = \frac{2c - p\sqrt{K_{ah}}}{\gamma\sqrt{K_{ah}}} \tag{30}$$

A magnitude das tensões no pé da cortina é:

$$e_{auh} = \gamma\, K_{ah}(H - h_c) \tag{31}$$

E o empuxo ativo resultante:

$$E_{ah} = \frac{1}{2} e_{auh}\,(H - h_c) = \frac{1}{2}\,\gamma\, K_{ah}\,(H - h_c)^2 \tag{32}$$

Para $e_{aph} > |e_{ach}|$ não ocorrem tensões de tração e o empuxo ativo resultante é expresso por:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} e_{agh} + e_{aph} + e_{ach}\right) H \tag{33}$$

As equações (27) a (33) são válidas para solos homogêneos. Os cálculos são análogos para perfis estratificados.

O procedimento de Blum (1931) tem sido usado com sucesso na determinação dos esforços internos e comprimento de ficha em cortinas em balanço. A ideia daquele autor consiste na simplificação do procedimento convencional, mais extenso e, portanto, demorado Danziger (2014).

Blum (1931) sugere que o diagrama das tensões horizontais resistentes (passivo mobilizado) pelo solo abaixo do centro de rotação, Figura 16.b e c, seja substituído por um diagrama triangular simplificado, Figura 16.d. Desta forma, a área da resistência mobilizada em excesso ao diagrama da Figura 16.c deve ser adicionada do lado oposto da cortina, de forma a não interferir com o equilíbrio de forças e momentos, Figura 16.d Abaixo do centro de rotação, o diagrama real do empuxo passivo resistente é combinado com o diagrama em excesso e substituído pela força resistente resultante “C”, Figura 16.e. A introdução da força equivalente “C” resulta num sistema estaticamente determinado.

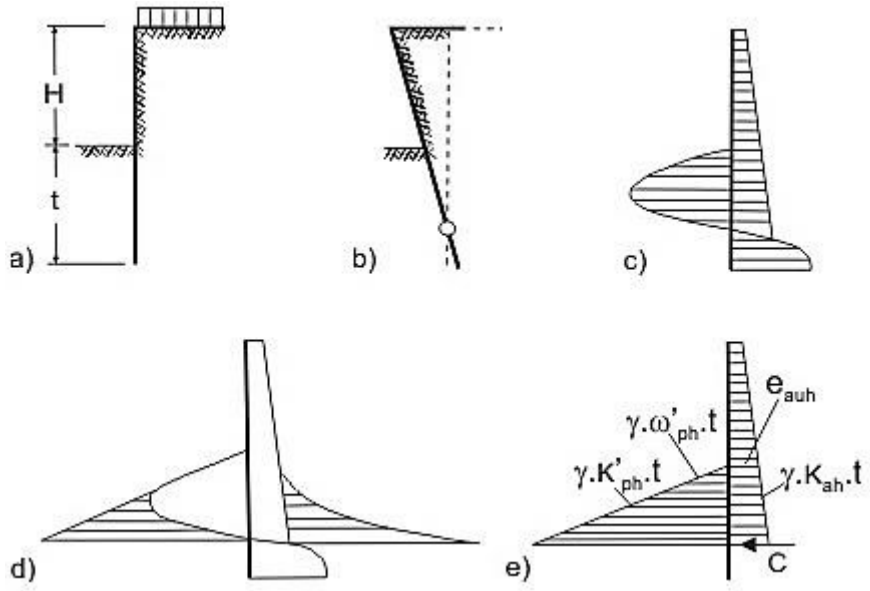



Figura 16 - Determinação da tensão horizontal para paredes em balanço de acordo com Blum: a) Seção transversal da escavação; b) Deformação da cortina; c) Distribuição de tensões reais; d) Complementação do empuxo resistente em excesso; e) Simplificação de Blum.

O método proposto pelo Comitê de Escavações (EAB) sugere a aplicação de um coeficiente de segurança na redução do coeficiente de empuxo passivo, $K_{hp}$, resultando no coeficiente de empuxo reduzido, $K'_{hp}$, Figura 17.a. No caso de perfis metálicos, o coeficiente de empuxo passivo **espacial** (considerando o efeito de arco) é $\omega'_{ph}$, cuja determinação será detalhada mais adiante.

A superposição dos diagramas ativo e passivo reduzido em solos homogêneos resulta no diagrama da Figura 17.b e Figura 17.c (para coeficiente de empuxo passivo espacial).

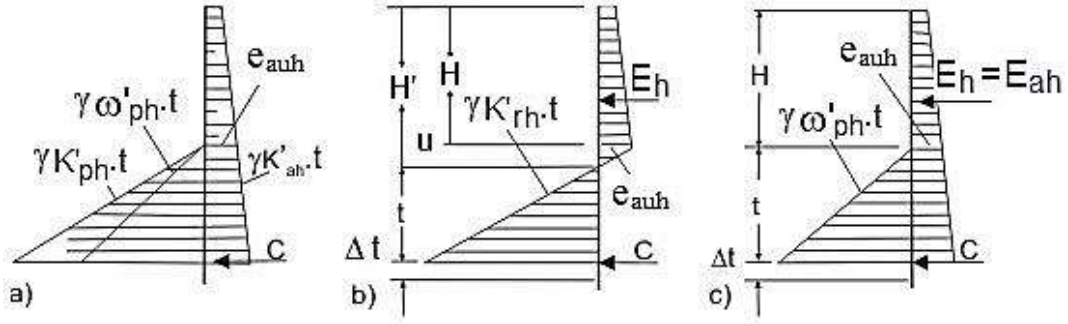



Figura 17 - Determinação da tensão horizontal para paredes em balanço: a) Simplificação de Blum; b) Distribuição de tensões para paredes de estacas pranchas metálicas;c) Distribuição de tensões para perfis com pranchada.

No caso da aplicação a paredes de estacas pranchas e cortinas de concreto, a profundidade, abaixo do nível da escavação, onde as tensões são nulas é:

$$u = \frac{e'_{auh}}{\gamma\left(K'_{ph} - K_{ah}\right)} = \frac{e'_{auh}}{\gamma\, K'_{rh}} \tag{34}$$

onde: $K'_{ph}$ é o coeficiente de empuxo passivo reduzido;

$K_{ah}$ é o coeficiente de empuxo ativo;

$K'_{rh}$ é o coeficiente de empuxo horizontal resultante ($K'_{ph}$ - $K_{ah}$).

No caso geral, $e'_{auh}$ é a soma de todas as parcelas ativas e passivas exatamente abaixo do nível da escavação, ou seja:

$$e'_{auh} = \left( p + \sum_{0}^{H} \gamma_i \, \Delta H_i \right) K_{ah} + e_{ach} - e'_{pch} \qquad (35)$$

onde: $e'_{pch}$ é a tensão horizontal passiva devida à coesão, exatamente abaixo do nível da escavação, reduzida após aplicação de um fator de segurança.

No caso de cortina em perfis metálicos com prancheamento, cuja ficha é descontínua, a tensão horizontal ativa abaixo do fundo da escavação é desconsiderada no cálculo da profundidade de embutimento do perfil. Neste caso, a profundidade do ponto de tensões nulas, dado pela equação (34) é zero, ou seja, o ponto de tensões resistentes nulas coincide com o nível da escavação.

Embora as tensões de tração sejam desconsideradas para solos altamente coesivos, a resultante de tensões ativas pode ser muito pequena, ou até mesmo nula. Neste caso, a cortina deve ser projetada para uma tensão horizontal ativa mínima, assumindo-se o maciço como granular com um ângulo de atrito equivalente de 40º. Este mesmo ângulo de atrito deve ser aplicado tanto para a carga permanente de peso próprio como para as sobrecargas infinitas, até o valor de p = 10 kN/m$^2$.

### 1.3.3 Tensões horizontais ativas e passivas em paredes com apoios em escoras ou tirantes

A distribuição triangular clássica da teoria de Rankine somente é esperada em cortinas de escavação que giram em torno de um ponto próximo ao pé da cortina. Para outros movimentos a distribuição é diferente. Este é um dos resultados principais do trabalho teórico e experimental desenvolvido por Ohde (1948).

A Figura 18 mostra os resultados de Ohde (1948) para três situações. Tais resultados foram confirmados por numerosos estudos experimentais e teóricos. Como o mecanismo de ruptura depende do tipo de movimento, a resultante do diagrama de tensões normalmente não corresponde à teoria de Rankine ou Coulomb.

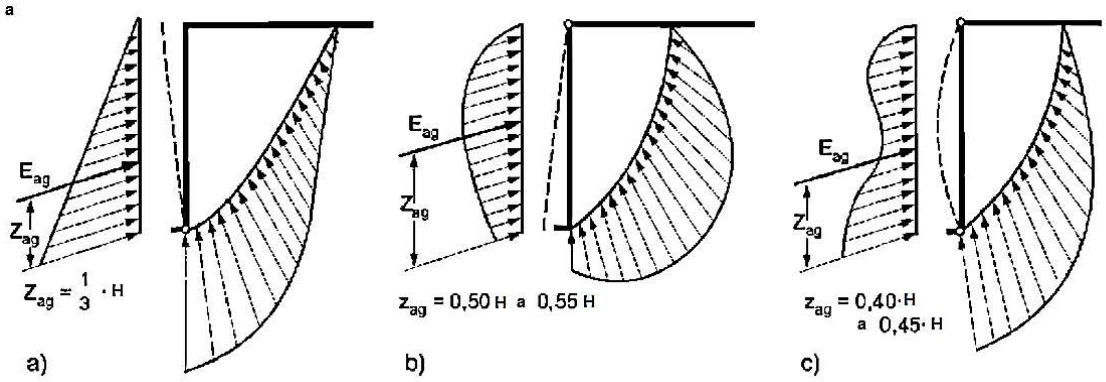



Figura 18 - Distribuição da tensão horizontal ativa e tensões atuantes na superfície de ruptura para diferentes tipos de movimentos: a) Rotação em torno do pé; b) Rotação no topo; c) Deflexão da parede.

A Figura 19 e a Figura 20 mostram resultados de cálculos pelo MEF para paredes rígidas de altura h em maciço arenoso com comportamento descrito por um modelo hipoplástico, Hettler e Rahman (2000). Para simplificar a representação, a profundidade z é normalizada pela altura e a tensão de terras $e_{ah}$ pela tensão média $E_{ah}$ / H.

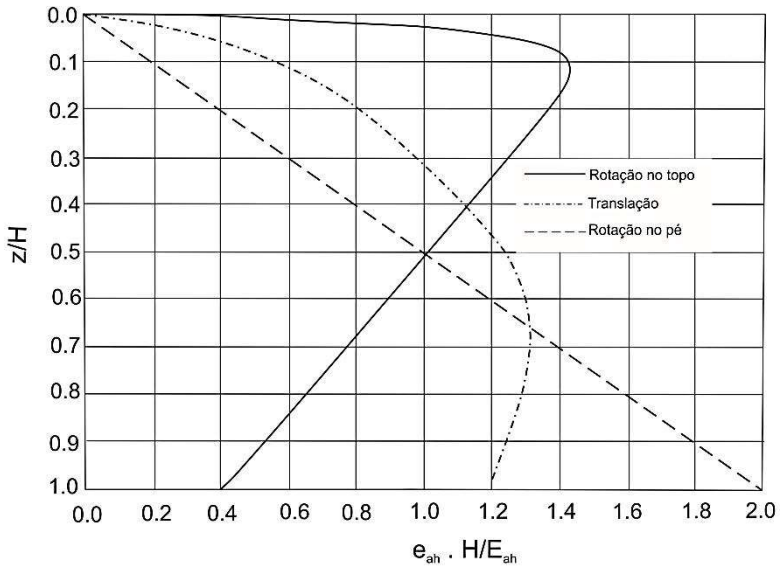



Figura 19 - Tensão horizontal ativa normalizada de uma análise pelo MEF para diferentes tipos de movimentação da cortina.

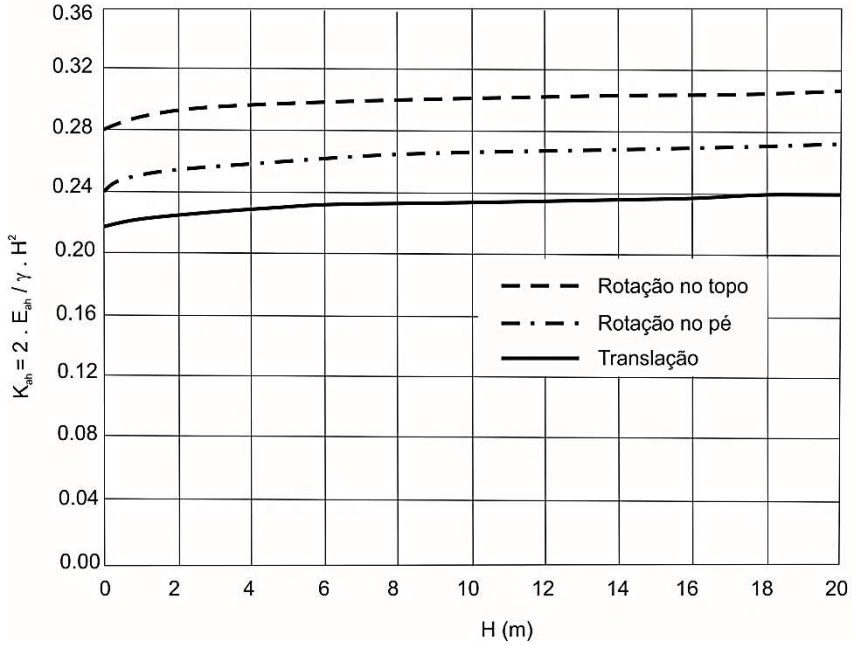



Figura 20 - Coeficiente de empuxo ativo resultante como função da altura para uma areia densa.

A consideração de todas as influências indicadas nas figuras tornaria os cálculos extremamente complicados. Por exemplo, o projeto de uma cortina de comprimento e movimento não conhecidos, necessitaria de uma estimativa preliminar do ângulo de atrito e o coeficiente de empuxo. No desenvolvimento do cálculo, o ângulo de atrito, dependente da profundidade, e o coeficiente de empuxo, dependente do campo de deslocamentos, teriam que ser corrigidos iterativamente.

Como a consideração de todos estes efeitos não irá melhorar a segurança e a economia da cortina, simplificações devem ser feitas por motivos práticos. As recomendações dos códigos alemães sugerem a adoção de um valor constante de ângulo de atrito que é escolhido a favor da segurança. Normalmente, os coeficientes de empuxo ativo são calculados pela teoria de Coulomb, assumindo uma cunha de ruptura plana, onde a influência do movimento no cálculo da resultante é desprezada.

A distribuição de tensões é inicialmente calculada utilizando a teoria de Rankine. Posteriormente, segundo Weissenbach et al. (2003), se considera uma redistribuição de tensões a partir da proposta de Weissenbach (1977) e das recomendações da EAB (2008), baseada principalmente em ensaios, modelos e

medições de campo. Até recentemente é prática corrente se superpor as tensões ativas e passivas reduzidas e efetuar a redistribuição até a profundidade de tensões nulas.

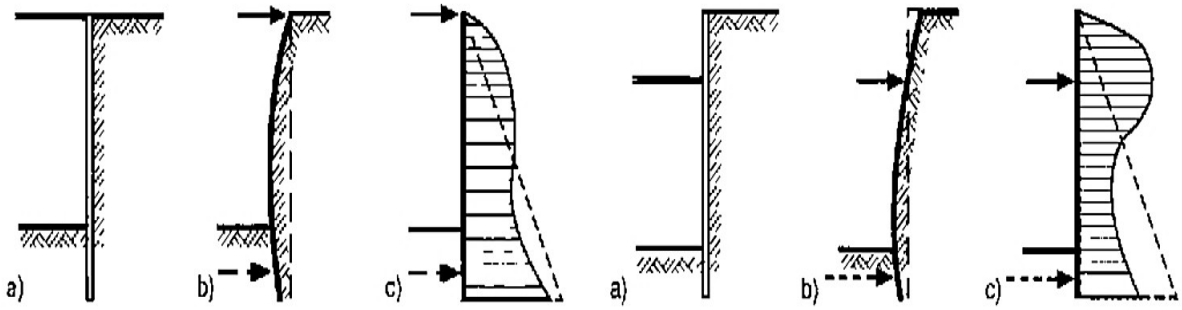



Figura 21 - Redistribuição de tensões para uma cortina escorada na superfície (à esquerda) e abaixo da superfície (à direita): a) Seção transversal da escavação; b) Deformada da parede; c) Distribuição estimada das tensões.

Nos casos ilustrados na Figura 21 as tensões ativas e as passivas reduzidas são superpostas.

Um exemplo pode ser observado na Figura 22. O empuxo resultante pode ser redistribuído entre o topo da cortina e o ponto de tensões nulas. O objetivo deve ser a escolha de uma distribuição próxima da real.

Na prática alemã, a distribuição de tensões das recomendações da EAB é utilizada. Tais redistribuições são aplicáveis a areias médias e densas e argilas rijas a duras. Quando o apoio está próximo à superfície do terreno, $h_k \leq 0{,}1\ H'$, ver Figura 23, uma distribuição retangular é proposta. Uma distribuição em degraus é proposta nos outros casos, dependendo da localização do apoio, com cada retângulo atuando num trecho de $H'/2$. A razão entre as ordenadas $e_{ho}$ e $e_{hu}$, dependem da profundidade $h_k$ do apoio. A razão $e_{ho} / e_{hu}$ é maior que 1,2, quando $0{,}1\ H' \leq h_k \leq 0{,}2\ H'$. A razão $e_{ho} / e_{hu}$ é maior que 1,5, quando $0{,}2\ H' \leq h_k \leq 0{,}3\ H'$. Para $h_k \geq 0{,}3\ H'$, deve-se considerar uma distribuição linear com a maior ordenada da tensão horizontal no nível do apoio, conforme Figura 25.b.

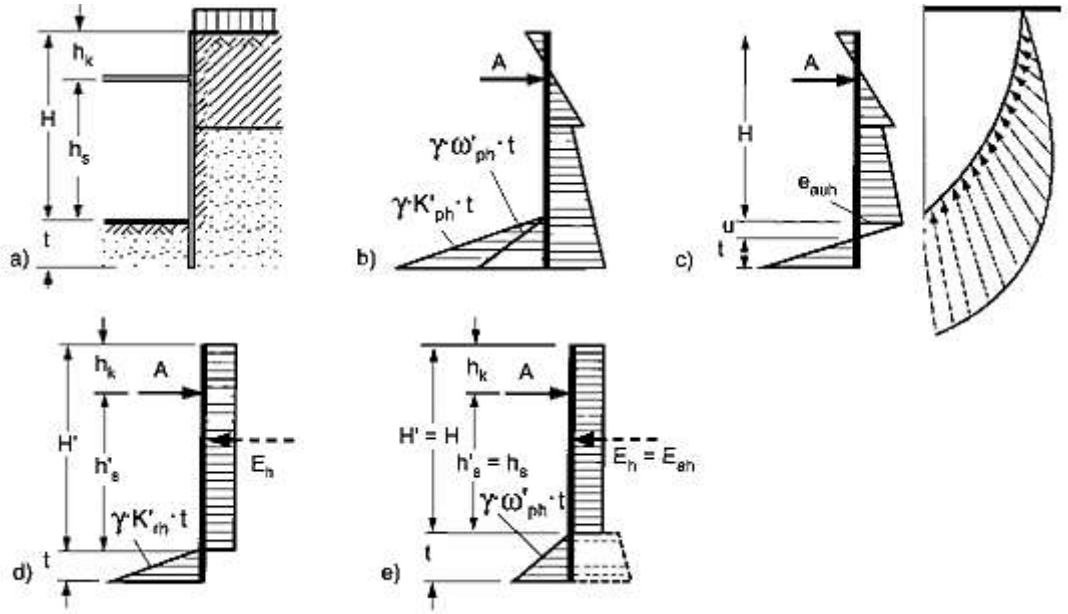



Figura 22 - Análise de uma parede com uma única escora: a) Seção transversal da escavação; b) Tensão ativa e passiva separadamente; c) Superposição das tensões ativas e passivas.; d) Redistribuição de tensões para um caso de estacas prancha; e) redistribuição de tensões para uma cortina com ficha descontínua.

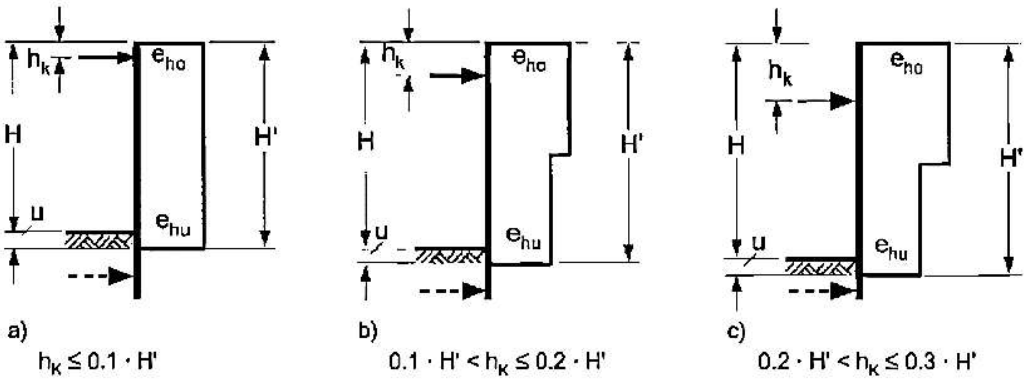
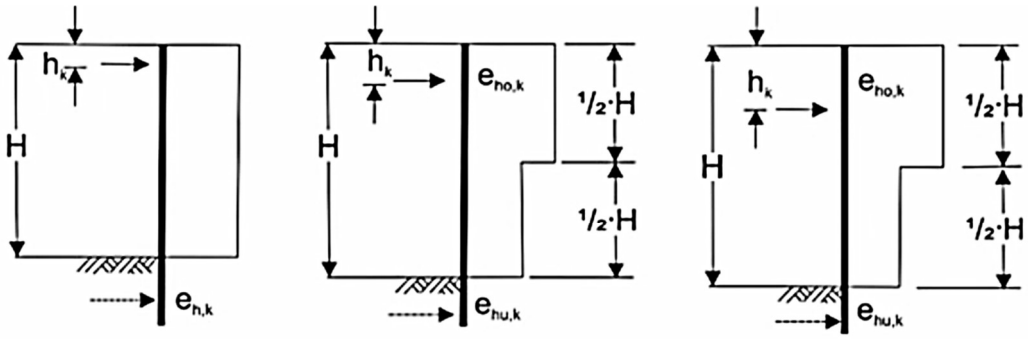



Figura 23 - Diagramas propostos para cortinas de estaca prancha com apenas 1 apoio.

As distribuições de tensões indicadas na Figura 21.c (direita) são características de cortinas de estacas prancha e similares. Porém, no caso de perfis com pranchada, abaixo do nível da escavação, no trecho da ficha descontínua, as tensões horizontais são relativamente menores, em média, e atuam apenas nos perfis. A redistribuição é, assim, limitada apenas à região acima do nível da escavação (e não acima da profundidade onde as tensões são nulas).

As investigações realizadas por Weissenbach et al. (2003) mostraram, basicamente, que as mesmas distribuições da Figura 23 podem ser esperadas para cortinas com ficha descontínua, mas com pequenas diferenças. As tensões horizontais abaixo do fundo da escavação são desprezadas e acima do nível da escavação se concentram mais no topo. A razão $e_{ho,K}$ / $e_{hu,K}$, da Figura 24 é de 1,5 se o apoio estiver compreendido entre $0,1\ H \leq h_k \leq 0,2\ H$ e a razão é 2 para $0,2\ H \leq h_k \leq 0,3\ H$. Se $h_k \geq 0,3\ H$, deve-se considerar uma distribuição linear com a maior ordenada da tensão horizontal no nível do apoio.

Não há evidências que conduzam a recomendações diferentes para o método do apoio livre ou apoio fixo, em relação aos diagramas da Figura 23. A proposta da Figura 23 é recomendada para cortinas de estacas prancha ou cortinas de concreto e a da Figura 24 para estacas de perfil com pranchada, independentemente de se considerar apoio livre ou fixo no solo.




a) Apoio a $h_k \leq 0,1.H$

b) Apoio a $0,1.H \leq h_k \leq 0,2.H$

c) Apoio a $0,2.H \leq h_k \leq 0,3.H$

Figura 24 - Diagramas propostos para cortinas de perfil com pranchada com apenas 1 apoio.

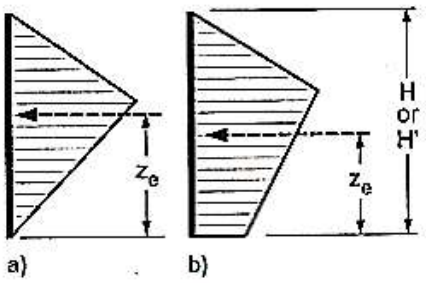



Figura 25 - Diagrama triangular para $h_k > 0,3\ H$ (ou H'): a) Distribuição para perfis com pranchada (altura H); b) Distribuição para estaca prancha (altura H').

Os mesmos aspectos discutidos para uma linha de apoio podem ser também utilizados para cortinas com mais de um apoio. Para cortinas com dois apoios a distribuição de tensões de terras depende muito da geometria do escoramento ou atirantamento e do processo construtivo. O ponto de aplicação da resultante se torna mais alto se o apoio inferior está situado mais acima, em termos comparativos, ou o apoio superior mais abaixo. O nível da escavação, por ocasião da instalação do apoio, também apresenta uma forte influência. Os esforços nos apoios aumentam, quando o nível da escavação é justo o suficiente para a execução do escoramento ou atirantamento. Se, ao contrário, o nível da escavação é mais profundo que a posição do apoio, por ocasião de sua instalação, uma menor parte do empuxo atuará no apoio.

Assim, de forma similar ao caso de apenas uma linha de apoio, o Comitê de Escavações da Sociedade Geotécnica Alemã propôs distribuições simples de diagramas de tensões horizontais para utilização prática. A proposta indicada na Figura 26 é limitada a areias médias a densas ou solos coesivos rijos a duros, não fazendo diferença se é um caso de apoio livre ou fixo no solo. No caso de perfis com pranchada o diagrama deve terminar no nível da escavação. Para areias fofas e argilas moles, a resultante do empuxo age próxima ao fundo da escavação e a distribuição das tensões se aproxima mais de uma forma triangular. Nestes casos, o diagrama clássico de Rankine pode ser considerado.

Cortinas com três ou mais apoios exibem, em geral, um movimento paralelo. Em comparação com a teoria clássica, as tensões horizontais devidas ao peso do maciço se concentram na parte superior. A resultante pode ser considerada a uma profundidade de 0,4H a 0,6H, para perfis com pranchada de madeira e sem nenhuma ficha. Para cortinas de concreto, estacas prancha e similares, a resultante pode ser considerada como atuando a uma profundidade de 0,35 a 0,55 $H'$, Figura 27.

Weissenbach et al. (2003) ressaltam os seguintes aspectos: se a largura da escavação é tão extensa que as estroncas apresentam diversos trechos, elas podem recalcar e os efeitos de arqueamento serão menos pronunciados. As escoras próximas ao fundo da escavação exercem pouca influência na distribuição das tensões.

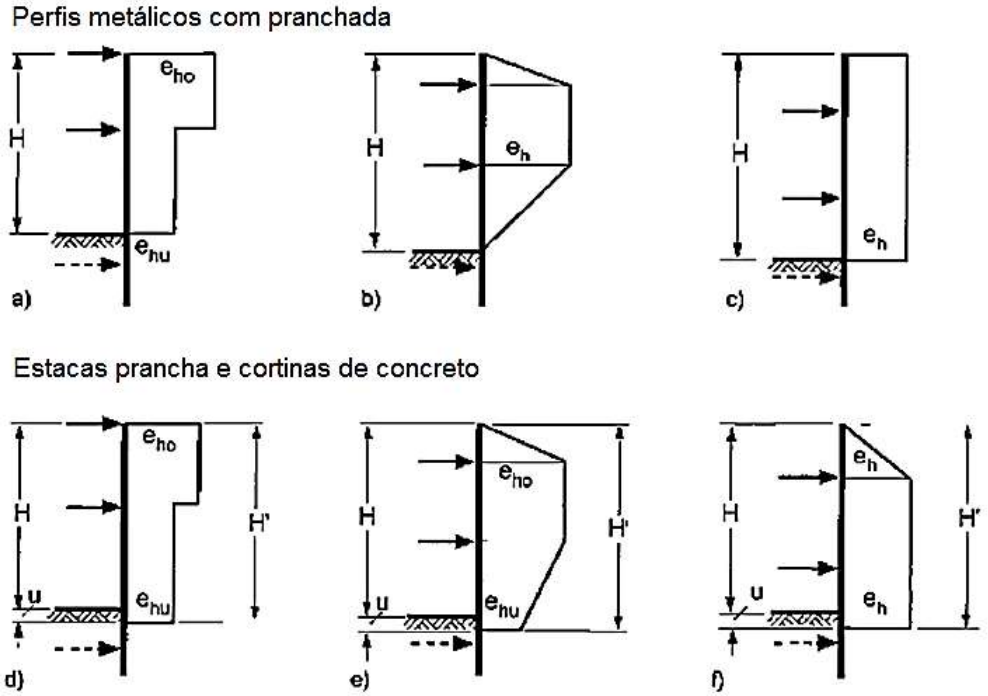



Figura 26 - Distribuições recomendadas de tensões de terras horizontais para paredes com duas linhas de apoio: De a) a c) para o caso de perfis com pranchada (ficha descontínua) e d) a f) para cortinas de estacas prancha e cortinas de concreto.

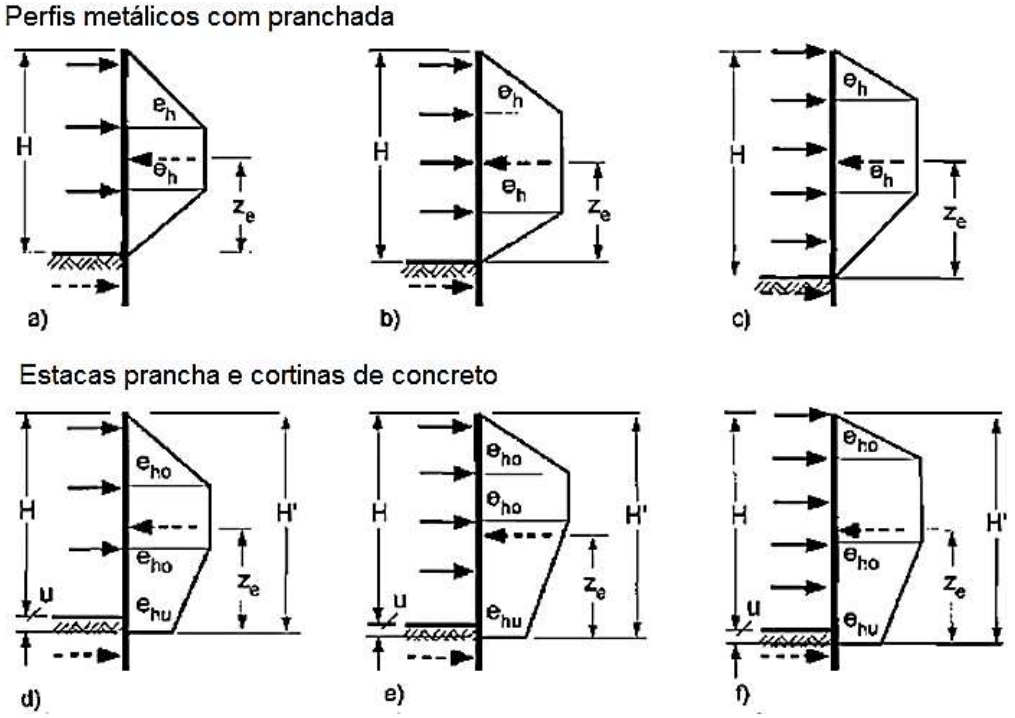



Figura 27 - Distribuições recomendadas de tensões de terras horizontais para paredes com três ou mais linhas de apoio: De a) a c) para o caso de perfis com pranchada (ficha descontínua) e d) a f) para cortinas de estacas prancha e cortinas de concreto.

Nos solos estratificados, o diagrama de tensões é adaptado à resistência ao cisalhamento do solo. A partir de instrumentação de cortinas de estacas prancha pode ser estabelecido o princípio de que após a instalação de uma estronca ou tirante, as tensões de terras adicionais são principalmente concentradas nas escoras e tirantes instaladas por último. Consequentemente, para uma cortina com estacas prancha com duas linhas de estronca, as tensões horizontais se concentram na estronca superior se as tensões horizontais remanescentes da camada inferior são menores, como na Figura 28. Se as tensões adicionais são comparativamente maiores, a escora inferior receberá uma maior fração do empuxo total, Figura 29. Na Figura 28 e na Figura 29 é assumido que as tensões de terras no solo coesivo são menores do que no solo granular. No caso inverso, com uma maior tensão horizontal no solo coesivo, as considerações anteriores devem ser adaptadas de forma análoga.

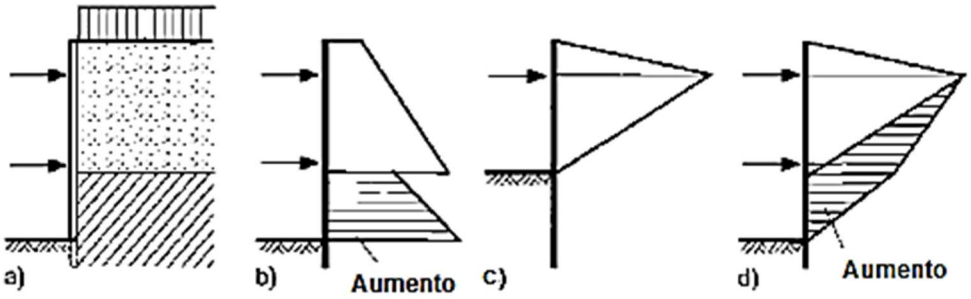



Figura 28 - Distribuição de tensões horizontais num extrato coesivo abaixo de extrato granular: a) Cortina e perfil estratificado; b) Distribuição clássica de Rankine; c) Distribuição de tensões num estágio inicial de escavação; d) distribuição de tensões no estágio final.

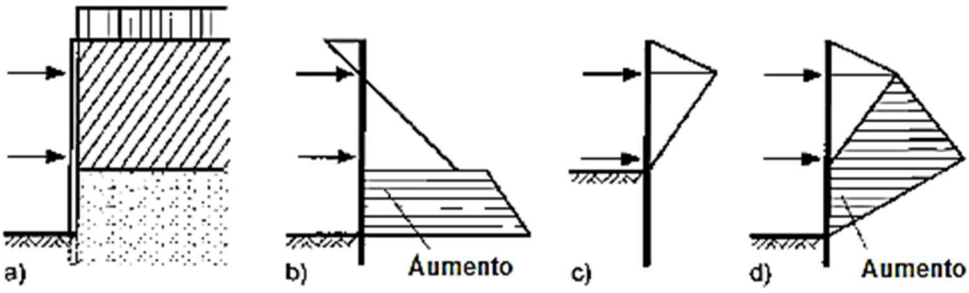



Figura 29 - Distribuição de tensões horizontais num extrato coesivo acima de extrato granular: a) Cortina e perfil estratificado; b) Distribuição clássica de Rankine; c) Distribuição de tensões num estágio inicial de escavação; d) distribuição de tensões no estágio final.

Weissenbach et al. (2003) destacam que o diagrama de tensões em cada caso particular depende de muitos fatores. O diagrama de tensões horizontais escolhido é somente uma aproximação do real. Deve-se ter em mente que as variações de $\Delta z_a = \pm 0{,}05.H$ ou $\Delta z_a = \pm 0{,}05.H'$ são pouco usuais. A preferência deve ser dada a distribuições cujos pontos de mudança no diagrama coincidam com a localização dos apoios. Por esta razão, Weissenbach et al. (2003) consideram que a distribuição trapezoidal de Terzaghi e Peck não é satisfatória. No caso de haver dúvida sobre a distribuição mais realística, recomenda-se uma instrumentação de campo. No caso da não previsão de instrumentação de campo, por ser muito cara, os autores sugerem que várias distribuições realísticas sejam utilizadas no projeto, principalmente para cortinas escoradas. Para cortinas apoiadas em tirantes protendidos este aspecto é menos importante, uma vez que através da protensão a distribuição já é especificada inicialmente.

As recomendações do EAB permitem que se opte por uma distribuição retangular ao invés de uma realística sem qualquer consideração da localização dos apoios. O EAB sugere a adoção de fatores corretivos para aumentar tanto a carga na estronca como as forças cisalhantes na parte superior do apoio.

Os autores fazem ainda considerações acerca das tensões ativas advindas de sobrecargas, tanto infinitas como localizadas. Como nas escavações de subsolo as sobrecargas são consideradas, na maioria dos casos, como infinitas, estas considerações não serão incorporadas nesta pesquisa bibliográfica. Já em cortinas de portos, onde há a sobrecarga de guindastes, além de outras sobrecargas, estes aspectos assumem maior importância. No caso das sobrecargas infinitas, já que a sobrecarga “p” representa um aumento geral nas tensões horizontais os autores consideram justificável redistribuir as tensões causadas pela sobrecarga como visto anteriormente.

Weissenbach et al. (2003) fazem considerações também sobre a etapa construtiva da estrutura, em que os apoios vão sendo retirados e transferidos para as lajes da estrutura com o avanço da construção. Estes aspectos também não serão tratados nesta revisão bibliográfica, de forma a não estendê-la em demasia.

### 1.3.4 Tensões horizontais passivas

Em muitos casos o solo abaixo do fundo da escavação é considerado como um apoio de terras para a cortina. Uma condição de tensão horizontal passiva é gerada. Para problemas planos, soluções derivadas da teoria de Coulomb assumindo a superfície de ruptura curva são disponíveis.

No caso de perfis com pranchada, valores de $K_p$ de teorias de estado plano fornecem projetos antieconômicos, e estudos que contemplem o efeito tridimensional são recomendados. Segundo a proposta de Weissenbach (1962), a resultante do empuxo passivo espacial, $E^*_{ph}$ é dada por:

$$E^*_{ph} = \frac{1}{2}\gamma\ \omega_R t^3 + 2\ c\ \omega_K\ t^2 \quad = \quad \frac{1}{2}\ \gamma\ \omega_{ph}\ a_t\ t^2 \tag{36}$$

onde: $\gamma$ é o peso específico do solo;

t é o embutimento da estaca (ficha);

c é a coesão;

$a_t$ é o espaçamento entre estacas;

$\omega_R$ e $\omega_K$ são fatores que dependem do ângulo de atrito $\varphi$' e da razão entre a largura do perfil, $b_t$ e a ficha t.

$$f_t = \frac{b_t}{t} \tag{37}$$

Os valores $\omega_R$ e $\omega_K$ são resumidos na Tabela 3. Tais fatores foram obtidos com base na premissa de que as zonas de ruptura do solo mobilizada por cada perfil não coincidam. Deve-se, portanto, verificar se o cálculo assumindo zonas que interceptem não resulte numa resistência mobilizada menor, equação (40).

Na prática as estacas metálicas das cortinas com ficha descontínua são calculadas considerando-se a continuidade da cortina. Neste caso, de acordo com a equação (36), o valor de $\omega_{ph}$ equivalente à tensão horizontal passiva do caso plano vale:

$$\omega_{ph} = \frac{2\ E_{ph}^{*}}{\gamma\ t^{2}\ a_{t}} \tag{38}$$

No caso em que c = 0 na equação (36), a equação (38) pode ser escrita como:

$$\omega_{ph} = \frac{\omega_{R}\ t}{a_{t}} \tag{39}$$

Tabela 3 - Coeficientes espaciais de empuxo passivo para perfis metálicos.

| a) Coeficiente $\omega_R$ | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_t = \frac{b_t}{t}$ | ângulo de atrito φ' em graus | | | | | | | | | | | | |
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 |
| 0,05 | 0,40 | 0,48 | 0,59 | 0,72 | 0,90 | 1,13 | 1,44 | 1,71 | 2,09 | 2,57 | 3,16 | 3,96 | 5,00 |
| 0,10 | 0,57 | 0,67 | 0,83 | 1,02 | 1,28 | 1,59 | 2,04 | 2,42 | 2,96 | 3,63 | 4,47 | 5,59 | 7,07 |
| 0,15 | 0,69 | 0,82 | 1,02 | 1,25 | 1,56 | 1,95 | 2,50 | 2,97 | 3,63 | 4,45 | 5,48 | 6,85 | 8,66 |
| 0,20 | 0,80 | 0,95 | 1,17 | 1,45 | 1,80 | 2,26 | 2,88 | 3,43 | 4,19 | 5,14 | 6,32 | 7,91 | 10,0 |
| 0,25 | 0,90 | 1,06 | 1,31 | 1,62 | 2,02 | 2,52 | 3,22 | 3,83 | 4,68 | 5,74 | 7,07 | 8,84 | 11,2 |
| 0,30 | 0,98 | 1,16 | 1,44 | 1,77 | 2,21 | 2,76 | 3,53 | 4,30 | 5,13 | 6,29 | 7,75 | 9,69 | 12,2 |

| b) Coeficiente $\omega_K$ | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_t = \frac{b_t}{t}$ | ângulo de atrito φ' em graus | | | | | | | | | | | | |
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 |
| 0,05 | 0,98 | 1,08 | 1,20 | 1,34 | 1,51 | 1,70 | 1,94 | 2,14 | 2,41 | 2,73 | 3,10 | 3,55 | 4,09 |
| 0,10 | 1,39 | 1,53 | 1,69 | 1,90 | 2,14 | 2,41 | 2,75 | 3,03 | 3,41 | 3,86 | 4,38 | 5,02 | 5,78 |
| 0,15 | 1,70 | 1,88 | 2,07 | 2,32 | 2,62 | 2,95 | 3,37 | 3,71 | 4,18 | 4,73 | 5,36 | 6,14 | 7,08 |
| 0,20 | 1,97 | 2,17 | 2,40 | 2,68 | 3,03 | 3,41 | 3,89 | 4,29 | 4,83 | 5,47 | 6,19 | 7,09 | 8,18 |
| 0,25 | 2,2 | 2,42 | 2,68 | 3,00 | 3,39 | 3,81 | 4,35 | 4,79 | 5,40 | 6,11 | 6,93 | 7,93 | 9,15 |
| 0,30 | 2,41 | 2,66 | 2,93 | 3,29 | 3,71 | 4,17 | 4,76 | 5,25 | 5,91 | 6,69 | 7,59 | 8,69 | 10,0 |

Para um pequeno espaçamento entre estacas, as zonas de ruptura interceptam e, neste caso, o valor de $\omega_{ph}$ equivalente à tensão horizontal passiva do caso plano vale:

$$\omega_{ph} = \frac{b_t}{a_t}\left[K_{ph(\delta_p \neq 0)}\right] + \frac{a_t - b_t}{a_t}\left[K_{ph(\delta_p = 0)}\right] + \frac{4\,c}{\gamma\,t}\sqrt{K_{ph(\delta_p \neq 0)}} \qquad (40)$$

onde: $\delta_p$ é o ângulo de atrito entre o solo e a cortina.

Para solos não coesivos, o terceiro termo da equação (40) é nulo. Se o perfil metálico é impedido de se deslocar verticalmente e o atrito entre o solo e a cortina pode ser totalmente mobilizado, o valor máximo de $\delta_p$ é o da equação (41):

$$\delta_p = -(\varphi' - 2{,}5°) \quad \text{para solos com } \varphi' \leq 30°$$
$$\delta_p = -27{,}5° \quad \text{para solos com } \varphi' \geq 30° \qquad (41)$$

De acordo com o princípio da menor segurança, o mecanismo de ruptura que resultar na menor tensão resistente deverá ser adotado. O menor valor de $K_p$ deve ser, assim, inserido na equação (40). Weissenbach et al. (2003) propõe os valores de $K_{ph}$ de Streck (1935), resumidos na Tabela 4.

Os valores $k_{ph}$ considerando o cálculo do atrito, equação (41), são indicados numa linha destacada - $\delta_p^*$, no topo da Tabela 4. No caso de $\delta_p$ nulo, os valores de Streck (1935) coincidem com os resultados da Teoria de Coulomb que, por sua vez, coincidem com os resultados de Rankine.

Como já ressaltado, o valor de $\omega_{ph}$ pode ser calculado tanto pela equação (38) como pela equação (40), sendo o menor valor adotado no projeto. Para cortinas com apoio fixo no solo, o procedimento de análise é análogo.

De acordo com as recomendações da EAB, os parâmetros característicos de resistência ao cisalhamento do solo são estimados como valores médios do lado da segurança. Os cálculos das tensões horizontais ativas e passivas recomendados levam a valores aproximados próximos aos valores reais. De forma a evitar a ruptura da cortina, as tensões horizontais passivas devem ser reduzidas por um fator de

segurança $\eta_p$. Para paredes de estacas prancha, paredes diafragma de concreto e paredes de estacas justapostas, tem-se:

$$E'_{ph} = \frac{E_{ph}}{\eta_p} \cong \frac{1}{2}\,\gamma\,K'_{ph}\,t^2 + \frac{2\,c\,\sqrt{k_{ph}}}{\eta_p} \qquad (42)$$

onde: $\eta_p$ é o fator de segurança para empuxo passivo.

Tabela 4 - Coeficientes de empuxo passivo $K_{ph}$

| δ | φ' (º) | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 10 | 12,5 | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 |
| −δ* | 1,59 | 1,81 | 2,11 | 2,38 | 2,77 | 3,23 | 3,81 | 4,51 | 5,46 | 6,15 | 7,12 | 8,27 | 9,64 | 11,40 | 13,60 |
| -45 | | | | | | | | | | | | | | | 22,20 |
| -42,5 | | | | | | | | | | | | | | 17,60 | 21,00 |
| -40 | | | | | | | | | | | | | 14,00 | 16,60 | 17,80 |
| -37,5 | | | | | | | | | | | | 11,30 | 13,20 | 15,50 | 18,60 |
| -35 | | | | | | | | | | | 9,07 | 10,50 | 12,30 | 14,50 | 17,30 |
| -32,5 | | | | | | | | | | 7,27 | 8,42 | 9,78 | 11,40 | 13,50 | 16,10 |
| -30 | | | | | | | | | 5,96 | 6,71 | 7,78 | 9,03 | 10,50 | 12,50 | 14,80 |
| -27,5 | | | | | | | | 5,24 | 5,46 | 6,15 | 7,12 | 8,27 | 9,64 | 11,40 | 13,60 |
| -25 | | | | | | | 4,35 | 4,51 | 5,11 | 5,84 | 6,72 | 7,82 | 9,12 | 10,70 | 12,80 |
| -22,5 | | | | | | 3,70 | 3,81 | 4,27 | 4,86 | 5,56 | 6,41 | 7,41 | 8,62 | 10,10 | 12,00 |
| -20 | | | | | 3,11 | 3,23 | 3,62 | 4,08 | 4,66 | 5,31 | 6,10 | 7,03 | 8,15 | 9,53 | 11,20 |
| -17,5 | | | | 2,63 | 2,77 | 3,09 | 3,48 | 3,92 | 4,46 | 5,07 | 5,80 | 6,67 | 7,69 | 8,95 | 10,50 |
| -15 | | | 2,25 | 2,38 | 2,67 | 2,98 | 3,35 | 3,76 | 4,27 | 4,83 | 5,50 | 6,31 | 7,24 | 8,38 | 9,77 |
| -12,5 | | 1,95 | 2,11 | 2,30 | 2,58 | 2,87 | 3,22 | 3,60 | 4,07 | 4,59 | 5,21 | 5,95 | 6,80 | 7,82 | 9,08 |
| -10 | 1,69 | 1,81 | 2,01 | 2,22 | 2,48 | 2,75 | 3,08 | 3,43 | 3,87 | 4,35 | 4,91 | 5,59 | 6,36 | 7,28 | 8,40 |
| -7,5 | 1,59 | 1,76 | 1,94 | 2,14 | 2,38 | 2,64 | 2,94 | 3,26 | 3,66 | 4,11 | 4,61 | 5,22 | 5,92 | 6,75 | 7,74 |
| -5 | 1,54 | 1,70 | 1,87 | 2,05 | 2,28 | 2,51 | 2,79 | 3,08 | 3,45 | 3,86 | 4,31 | 4,85 | 5,48 | 6,22 | 7,09 |
| -2,5 | 1,49 | 1,63 | 1,79 | 1,95 | 2,17 | 2,39 | 2,63 | 2,90 | 3,23 | 3,60 | 4,00 | 4,48 | 5,04 | 5,69 | 6,45 |
| 0 | 1,42 | 1,55 | 1,70 | 1,86 | 2,04 | 2,24 | 2,46 | 2,72 | 3,00 | 3,32 | 3,69 | 4,11 | 4,60 | 5,16 | 5,83 |

E para estacas com ficha descontínua, tem-se:

$$E'_{ph} = \frac{E_{ph}}{\eta_p} = \frac{1}{2}\,\gamma\,\omega'_{ph}\,t^2 \tag{43}$$

Sendo,

$$K'_{ph} = \frac{K_{ph}}{\eta_p} \qquad e \qquad \omega'_{ph} = \frac{\omega_{ph}}{\eta_p} \tag{44}$$

Para paredes contínuas, a tensão horizontal passiva reduzida vale:

$$e'_{pgh} = \gamma\,K'_{ph}\,t \qquad e \qquad e'_{pch} \cong \frac{2\,c\,\sqrt{K_{ph}}}{\eta_p} \tag{45}$$

Os autores destacam ainda que como discutido por Simpson e Powrie (2001) e por Potts et al. (1981), outras definições são possíveis para aplicação do fator de segurança. Porém, um fator de segurança aplicado às forças resistentes fornece os resultados mais realistas. Uma vantagem adicional é de que os deslocamentos para carga de trabalho podem ser também calculados pelo mesmo procedimento. Para solos moles, ou se a escavação é adjacente a edificações, maiores fatores de segurança podem ser escolhidos de forma a limitar os deslocamentos para as condições de trabalho.

A introdução do fator de segurança $\eta_p$ nas equações (42) a (45) objetiva garantir uma segurança adequada à ruptura e, ao mesmo tempo, assegurar que as deformações e rotações necessárias para mobilizar as resistências reduzidas sejam compatíveis com as deformações da construção. Maiores valores de fator de segurança $\eta_p$ devem ser aplicados a areias muito fofas, argilas muito moles e solos orgânicos.

Introduzindo os valores $K'_{ph}$ e $\omega'_{ph}$ no projeto, o fator de segurança $\eta_p$ influencia tanto a profundidade da ficha como os esforços cisalhantes. Para os diagramas de distribuição de tensões horizontais preconizados pela EAB para a situação de serviço no caso de solo granular médio a denso e argila rija em paredes

estroncadas ou atirantadas, os esforços na parede podem ser determinados usando um fator de redução de: $\eta_p$ = 1,3 para cortinas de estacas prancha e $\eta_p$ = 1,5 para perfis metálico com pranchada (ficha descontínua). Um projeto alternativo proposto é o da substituição do semi-espaço por molas, modelo de Winkler, também contemplado no EAB, mas não detalhado nesta pesquisa.

## 1.4 Contribuições em Modelagem Numérica

Vermeer et al. (2001) ilustram um caso de aplicação de uma análise não linear 3D pelo MEF de uma escavação de 16m de altura com perfis metálicos e pranchada de madeira. O modelo constitutivo utilizado para o solo foi o *Hardening Soil*. Foi empregado o programa Plaxis em sua versão 3D.

A Figura 30 e a Figura 31 reproduzem as tensões horizontais distribuídas diretamente atrás da parede, comparando os modelos MC (*Mohr-Coulomb*) e o modelo HS (*Hardening soil*).

Os autores observaram resultados semelhantes para ambos os modelos, MC e HS. Uma comparação com o método convencional de Rodatz (1995) revelou que a análise 3D indica que a distribuição das tensões horizontais pode ser muito menos severa do que a considerada no método convencional.

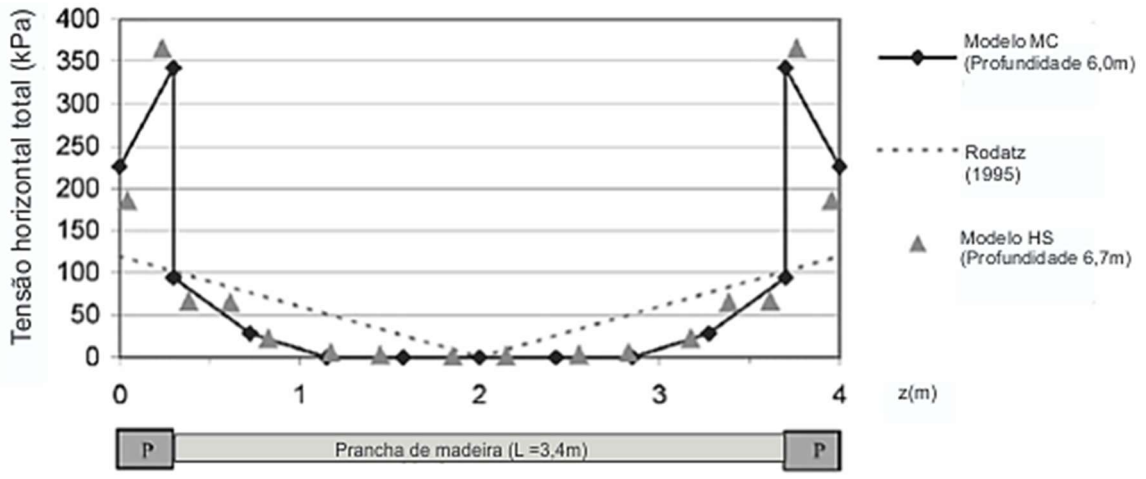



Figura 30 - Distribuição das tensões horizontais nas profundidades de 6,0m e 6,7m, (Vermeer et al., 2001).

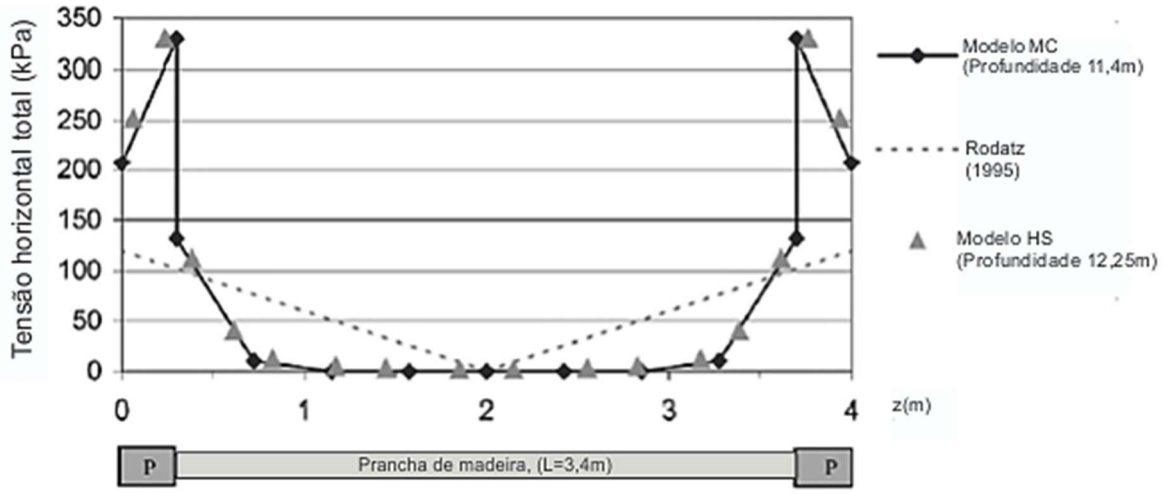



Figura 31 - Distribuição das tensões horizontais nas profundidades de 11,4 m e 12,25m, (Vermeer et al., 2001).

Os autores também realizaram uma análise 2D numa seção horizontal, análise esta muito mais simples e que pode ser desenvolvida também para ilustrar a questão do arqueamento.

Vermeer et al. (2001) argumentam que seria mais adequada a análise de estado plano de tensões, mas consideraram aceitável a análise de estado plano de deformação.

Três segmentos contínuos foram modelados como mostrado na Figura 32. Este plano foi obtido pelo corte de uma seção horizontal. O comprimento total do modelo é de 3 x 4m = 12m e o modelo se estende até 12 m atrás da cortina.

Tensões horizontais iniciais foram criadas pela aplicação de elevadas tensões horizontais iguais em dois lados do modelo da seção horizontal em conformidade à condição de contorno. Durante este cálculo inicial nem as estacas, nem as pranchas foram ativadas. Tendo sido criada a tensão horizontal uniforme, as estacas e pranchas foram ativadas pela imposição de suas respectivas rigidezes. Finalmente, fileiras de elementos de solo foram removidas na frente da cortina entre as estacas. Como resultado dos elementos de viga, as pranchas começaram a fletir e o arqueamento de tensões desenvolvido.

Como resultado do efeito de arco do solo nas estacas, há a redistribuição das tensões principais no maciço de solo atrás da cortina, como mostrado na Figura 33. Além disso, os autores observaram um mesmo padrão de distribuição de tensões em todos os segmentos, ou seja, as tensões horizontais se concentraram na área das estacas e diminuíram consideravelmente ao longo das pranchas, tendendo à tensão nula no centro das pranchas. Este resultado é consistente com aqueles da análise 3D indicados anteriormente.

Vermeer et al. (2001) concluíram também que o desenvolvimento de tensões em arco necessita de um deslocamento inicial. Este efeito não pode ser desenvolvido em qualquer tipo de solo e para todos os métodos construtivos. Os autores destacam que uma investigação numérica mais ampla é necessária para que se esclareça sobre o efeito da rigidez do solo no arqueamento. A redução do efeito de arco devido ao *creep* e carregamento superficial deve ser melhor compreendido através de medições experimentais.

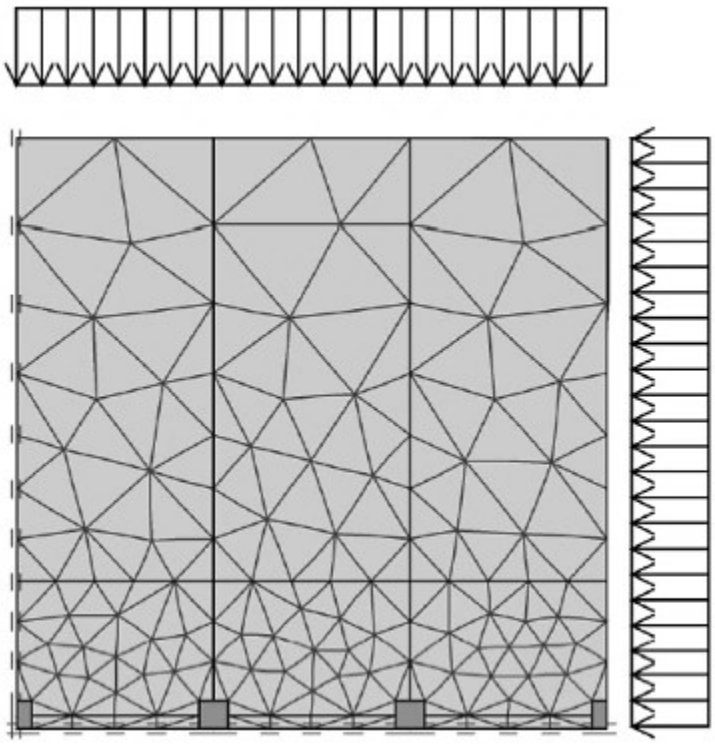


Figura 32 - A malha de EF para a análise 2D de uma seção horizontal da cortina, (Vermeer et al., 2001).

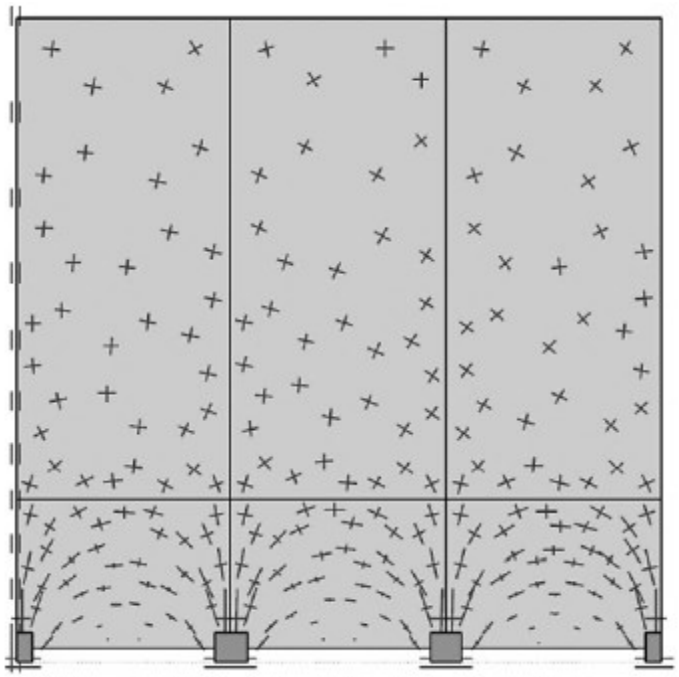


Figura 33 - Distribuição das tensões principais do solo atrás da cortina, (Vermeer et al., 2001).

Ou et al. (1996) apresentaram uma análise 3D de uma escavação profunda visando analisar o efeito da proximidade de uma dada seção ao canto da escavação na redução dos deslocamentos horizontais quando comparada a uma análise 2D. Os autores realizaram uma série de análises paramétricas cujos resultados permitiram a concepção de uma proposta simples de avaliar os deslocamentos máximos 3D em função de análises 2D.

Ou et al. (1996) designaram como parede primária aquela que contém a seção a ser analisada e parede complementar aquela normal à anterior, como indicado na Figura 34.

A partir das análises 3D, os autores apresentam os deslocamentos em função da distância da seção analisada ao canto, para cada largura B de parede complementar analisada (20, 40, 60 e 100 m). Em cada largura B analisada os autores ainda variaram a extensão L da parede primária (40, 60, 80 e 100 m). Análises 2D também foram realizadas de modo a comparar seus resultados com o da análise 3D. Os deslocamentos são apresentados para o estágio final de escavação na Figura 35.

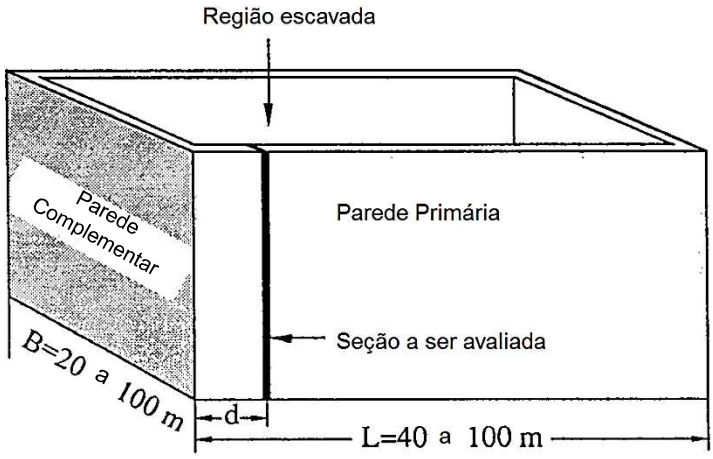



Figura 34 - Configuração do caso hipotético da análise paramétrica, (Ou et al., 1996).

Pode-se observar da Figura 35, que para uma pequena extensão da parede complementar, por exemplo, B = 20m, a distância do canto à seção analisada apresenta deslocamento máximo praticamente igual para diferentes valores da extensão da parede primária L. Neste caso, o deslocamento cresce conforme a distância ao canto e alcança seu valor máximo para distâncias maiores do que 25 m. Para uma extensão elevada da parede complementar, B > 20 m, a redução do comprimento da parede primária resulta numa redução do deslocamento máximo da seção analisada, este fato pode ser bem observado para B = 100 m.

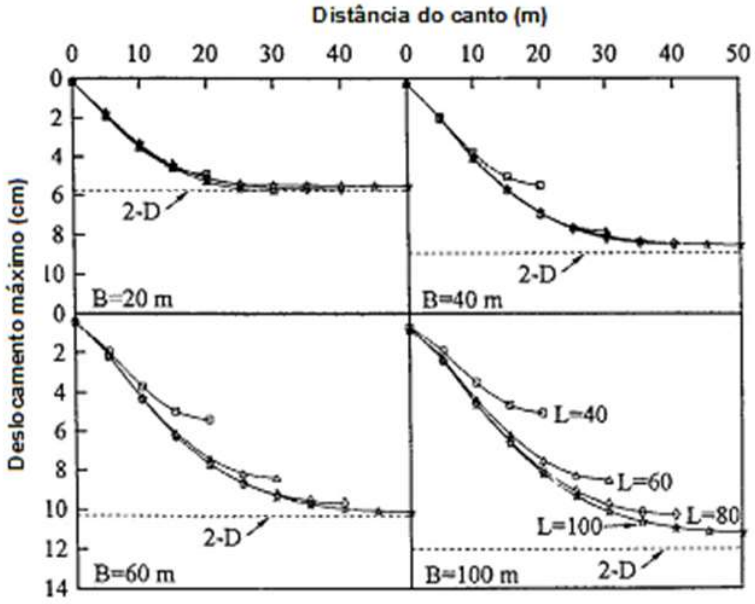



Figura 35 - Variação do máximo deslocamento da parede versus a distância ao canto. L = extensão da parede primária e B = extensão da parede complementar.

De forma a descrever o comportamento de uma seção da parede, os autores definiram a grandeza PSR "*plane strain ratio*" como a razão entre o máximo deslocamento da seção ($\delta_{3D}$) e o deslocamento ($\delta_{ps}$) da mesma seção sob estado plano de deformação. Como $\delta_{3D} \leq \delta_{ps}$ (como visto na Figura 35), seu valor varia de 0 a 1. Valores elevados de PSR estão associados a seções menos afetadas pela proximidade do canto. De fato, para PSR igual a 1 a seção está num estado de deformação plana.

A Figura 36 mostra a variação de PSR a partir deslocamentos máximos da análise anterior (acrescentando a largura B = 80 m) em função da distância seção avaliada ao canto. Os resultados são apresentados para várias extensões de parede complementar B, mas com mesmo comprimento de parede primária L. Observa-se nesta figura, que para paredes primárias de pequeno comprimento, por exemplo, inferiores a 40 m, não há seção da parede primária no estado plano de deformação. Observa-se também que o efeito do canto se torna mais pronunciado com o aumento do comprimento da parede complementar. Por outro lado, para elevados comprimentos de parede primária, as seções centrais encontram-se próximas ao estado plano, porém o comportamento do trecho central de paredes complementares mais longas ainda são afetadas pela presença das condições de bordo.

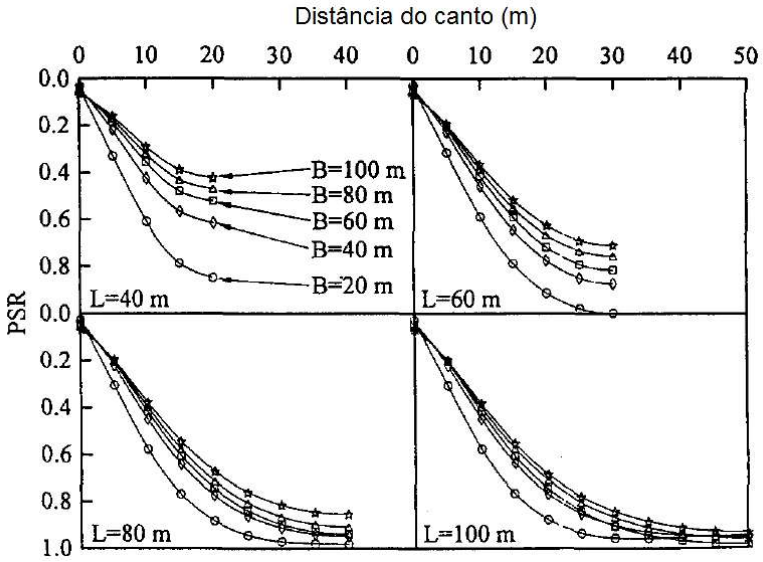



Figura 36 - Variação de PSR para máximo deslocamento da parede com a distância ao bordo, (Ou et al., 1996).

Com base na Figura 35 e Figura 36, Ou et al.(1996) relacionaram os valores de PSR, à razão B/L (razão entre a extensão da parede complementar e primária) e à distância da seção analisada ao canto, como ilustra a Figura 37.

A Figura 37 foi obtida com base numa extensão de parede primária na faixa de 20 a 100 m, podendo, portanto, ser aplicada a cortinas de escavação com extensões de neste intervalo. Os autores sugerem, assim, o emprego da Figura 37 para uma aproximação inicial da razão entre os resultados dos deslocamentos máximos de uma análise 3D e uma análise 2D.

Esta aproximação simples da estimativa do deslocamento máximo 3D de uma escavação utilizando uma análise 2D em EF (Elementos Finitos) foi a proposta dos autores. Ou et al. (1996) ressaltaram que esta aproximação não pode ser considerada geral uma vez que não são contemplados muitos dos fatores que afetam o comportamento de escavações como a sequência executiva, profundidade da escavação, ficha, rigidez da parede, geometria da escavação, resistência do solo, entre outros aspectos.

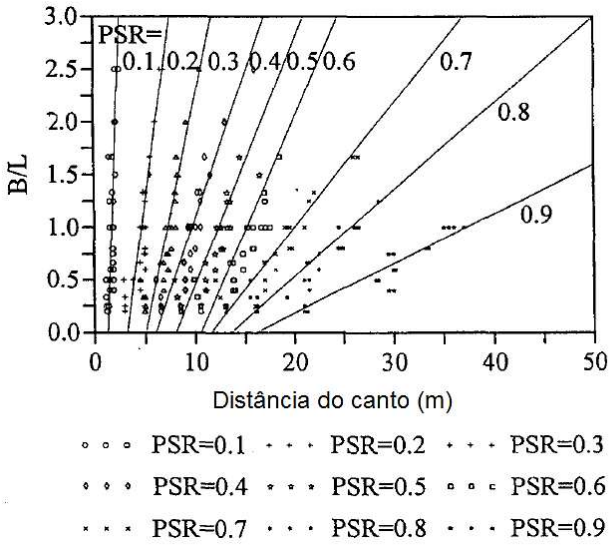



Figura 37 - Relação entre B/L e a distância ao canto para diferentes PSR, (Ou at al., 1996).

Hong et al. (2003) detalharam os resultados de uma análise 3D desenvolvida para estudar a interação entre a estaca e o solo em escavações com perfis metálicos. Os autores inicialmente comentam que tais escavações são usualmente estudadas em análises 2D com propriedades da parede que são homogeneizadas em certo trecho da parede. O efeito desta homogeneização da rigidez das estacas

metálicas e pranchas de madeira numa rigidez uniforme equivalente é examinado através de análises 2D e 3D. A capacidade da análise 3D em modelar o comportamento à flexão das estacas metálicas e das pranchas é estabelecida pela comparação do comportamento de várias representações de vigas com soluções teóricas, seguida de uma verificação com o estudo de um caso real.

Finalmente, os autores comparam os resultados de análises 2D e 3D de uma escavação idealizada em estacas metálicas com prancheamento. Os autores observaram que erros de modelagem podem surgir de diferentes formas. A análise 2D tende a representar em excesso o acoplamento da estaca com o solo abaixo do nível da escavação. Ainda, a deflexão das pranchas de madeira, que são usualmente maiores do que às das estacas, são subestimadas. Por esta razão, a redução do volume de solo superficial é, em geral, maior do que o fornecido pela análise 2D. Os autores verificaram também que a análise 2D não pode reproduzir a expansão, e portanto, o afofamento da face de solo atrás das pranchas. O aumento do espaçamento entre estacas tenderá a acentuar os efeitos destes erros de modelagem.

Potts (2003), em sua Rankine Lecture, apresentou as vantagens das ferramentas numéricas em relação às análises convencionais de problemas da Geotecnia, apresentando uma discussão interessante, com inúmeras aplicações, e questionando se as análises numéricas poderiam substituir as ferramentas de análise convencionais no desenvolvimento de projetos. Os argumentos favoráveis e desfavoráveis são justificados e ilustrados pelo autor.

Resumindo as conclusões de Potts (2003), os principais argumentos favoráveis à utilização das análises numéricas seriam:

a) As análises numéricas podem fazer tudo que as análises convencionais realizam e ainda mais;
b) Sua capacidade de prever mecanismos de comportamento é sua principal vantagem;
c) As análises numéricas podem lidar com problemas simples e complexos.

As principais desvantagens seriam:

a) Há incertezas nos algoritmos numéricos;
b) Há limitações com os modelos constitutivos correntes;
c) Os resultados das análises numéricas dependem de quem os analisa.

Potts (2003) ressalta ainda que as análises numéricas são as melhores ferramentas disponíveis que o engenheiro geotécnico possui e que seu uso irá se estender, cada vez mais, na prática futura de projeto. Por outro lado, como todas as demais ferramentas, ela precisa de um operador habilidoso e experiente. Para que as análises sejam úteis, é necessário:

a) Um profundo conhecimento de mecânica dos solos e da teoria por trás da concepção das análises numéricas;
b) O conhecimento das limitações dos modelos constitutivos;
c) Familiaridade com o software utilizado na elaboração das análises;

Segundo Pacheco (2016), o conhecimento prático do problema de engenharia e o acompanhamento dos detalhes da obra são também indispensáveis.

Potts (2003) também destacou que a formação de um banco de dados com casos instrumentados é essencial à validação da ferramenta numérica.

Em relação a situações com geometrias tridimensionais, aspecto mais importante da pesquisa em apreço, Potts (2003) comenta que na maioria das análises convencionais é comum assumir geometrias uni ou bidimensionais, envolvendo estado plano de deformações ou análises axissimétricas. Contudo, Potts (2003) argumenta que em algumas situações tais simplificações são altamente questionáveis.

Potts (2003) ilustra um caso do uso de análise 3D de uma escavação profunda, cuja execução poderá afetar estruturas adjacentes. A escavação contempla 7 níveis de escoramento. A execução previa o avanço da escavação até uma profundidade suficiente para a instalação, em etapas, de cada um dos níveis das estroncas. As camadas de solo foram modeladas através de um modelo

constitutivo que considerava as pequenas variações de rigidez. A escavação foi realizada rapidamente, de forma a não ocorrer a dissipação da poropressão nas camadas de argila. A Figura 38 apresenta o resultado da análise do estado plano de deformação e duas análises axissimétricas, em termos de deslocamento horizontal e recalque superficial.

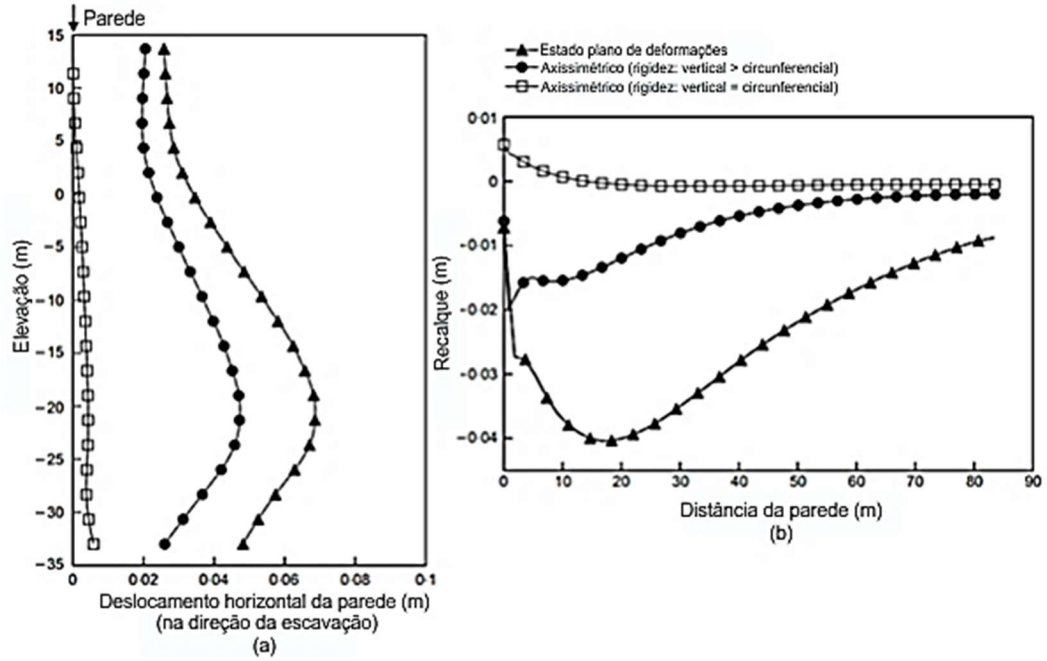



Figura 38 - Comparação ds resultados para diferentes geometrias: (a) deslocamento da parede diagragma. (b) Recalques superficiais do maciço arrimado.

Numa das análises axissimétricas, foram consideradas propriedades isotrópicas para toda a parede, ou seja, a mesma rigidez da direção circunferencial e vertical. Esta análise previu reduzido deslocamento e recalque superficial, sendo assim não realística. Não foi uma surpresa, segundo Potts (2003), uma vez que é difícil se construir uma parede que tenha rigidez circunferencial significativa.

A segunda análise axissimétrica considerou propriedades anisotrópicas com uma menor rigidez (menor módulo de Young) na direção circunferencial. Esta análise previu movimentos maiores e mais realistas. Naturalmente que a rigidez circunferencial da parede não afeta os resultados da análise do estado plano e, assim, como pode ser visto na Figura 38, tal análise produz maiores movimentos e recalques superficiais do que a análise axissimétrica com anisotropia da parede. Este resultado é particularmente verdadeiro para os recalques superficiais do

maciço, em que a grandeza dos movimentos da análise do estado plano são superiores ao dobro das análises axissimétricas.

Potts (2003) salienta que cabe ao engenheiro geotécnico o julgamento de qual das duas previsões, estado plano ou modelo axissimétrico, é mais apropriado ao seu projeto. Em relação a este aspecto pode-se utilizar os resultados da análise do estado plano para o trecho central dos lados da escavação e os resultados da análise axissimétrica para os cantos. Alguma forma de interpolação deve ser, então, considerada para as posições intermediárias. Este problema pode ser resolvido numa análise 3D.

No entanto, Potts (2003) argumenta que as análises 3D apresentam complicações adicionais, uma vez que a modelagem da parede requer atenção especial. Exemplificando, a Figura 39 apresenta uma parede diafragma típica e uma parede de estacas contíguas. A parede diafragma foi considerada como consistindo de uma série de painéis de concreto separados por juntas. As formas estruturais (painéis ou estacas) e as juntas entre elas devem ser idealmente modeladas na análise. Contudo, isto leva a um número excessivo e elementos e complicações, especialmente na modelagem das juntas. Consequentemente, é comum se utilizar de elementos sólidos ou elementos de casca para modelar a parede, mesmo que sejam contínuos na direção horizontal. Cuidado deve ser tomado quando da escolha das propriedades adequadas da parede. Se forem consideradas propriedades isotrópicas, como utilizada na análise plana, então as paredes terão a mesma rigidez axial e à flexão nas direções horizontal e vertical. Esta situação é claramente não realista pela mesma razão discutida anteriormente nas análises axissimétricas.

Uma parede diafragma típica terá uma rigidez à flexão muito pequena na direção horizontal, mas uma rigidez axial na direção horizontal finita, embora consideravelmente menor que a vertical. Não é possível modelar tal comportamento com elementos sólidos e, consequentemente, elementos de casca devem ser utilizados, já que a rigidez à flexão e axial podem ser variadas de forma independente nestes elementos. Cabe destacar que, naquela ocasião, 2003, Potts (2003) ressaltava que a maioria dos pacotes de programas comerciais não possuíam tais facilidades.

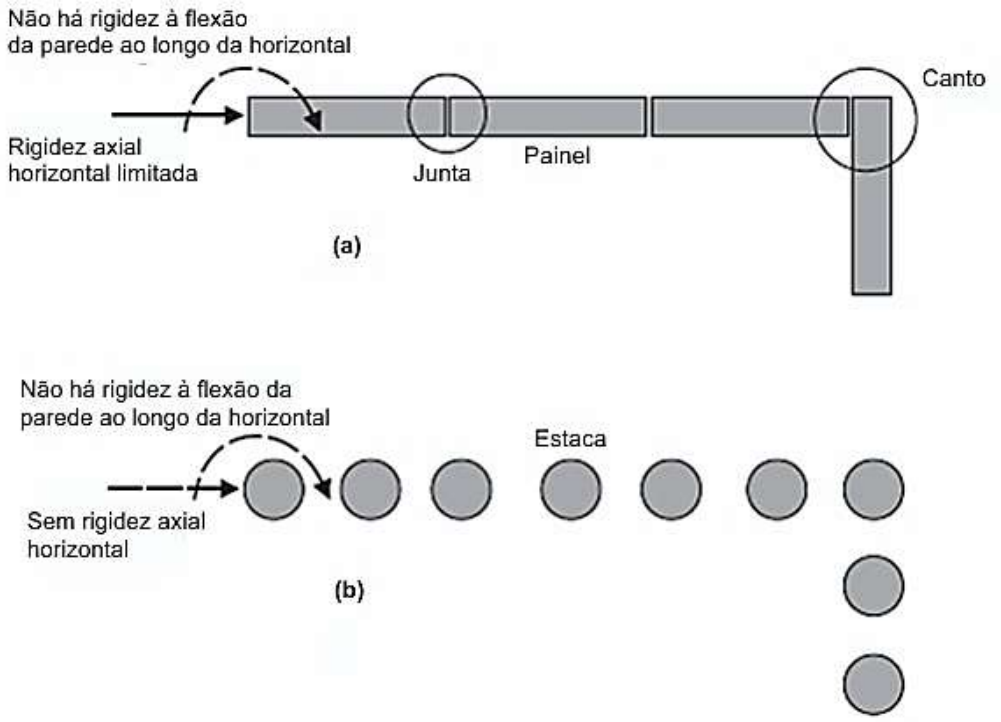



Figura 39 - Modelagem 3D de diferentes tipos de paredes: (a) Parede diagrafma e (b) Parede de estacas contíguas.

Como tanto a rigidez à flexão como à rigidez axial são muito pequenas para a parede de estacas contíguas, esta pode ser modelada com elementos sólidos ou de casca, combinado com modelos constitutivos elásticos anisotrópicos, fornecendo um módulo de Young pequeno na direção horizontal.

Potts (2003) executou duas análises 3D, uma para a parede diafragma onde a rigidez axial horizontal é 1/5 da rigidez vertical e uma outra para a parede de estacas contíguas. A parede diagrama foi representada por elementos de casca, enquanto a parede de estacas contíguas foi representada por elementos sólidos. Os resultados dos perfis de deslocamentos horizontais e recalques superficiais do maciço no centro da escavação e no canto da mesma são mostrados na Figura 40 e na Figura 41. Também nas figuras são incluídos, para comparação os resultados da análise do estado plano e a axissimétrico ("*soft out of plane*").

De acordo com a Figura 40, Potts (2003) observa ser evidente que no centro da escavação, ambas as análises 3D fornecem previsões semelhantes. Os movimentos laterais da cortina e os recalques superficiais estão compreendidos

entre aqueles previstos da análise plana e axissimétrica, com os movimentos da cortina próximos àqueles previstos pela análise plana. Por outro lado, os recalques superficiais são mais próximos à análise axissimétrica. A análise plana, portanto, superestima os movimentos da parede em uma margem pequena comparada às análises 3D. Este resultado é consistente com os resultados de uma análise instrumentada mostrada por Potts (2003) no Metropolitano de Londres.

No canto da escavação, Figura 41, os movimentos laterais da parede para a cortina diafragma são muito reduzidos e muito diferentes daqueles com a parede de estacas contíguas. Contudo, os recalques superficiais das duas análises são muito parecidos e também próximos aos obtidos pela análise axissimétrica.

Estes resultados mostram, conforme observado por Potts (2003), que o tipo de parede pode ter um efeito significativo na movimentação da cortina, afetando também os esforços estruturais induzidos.

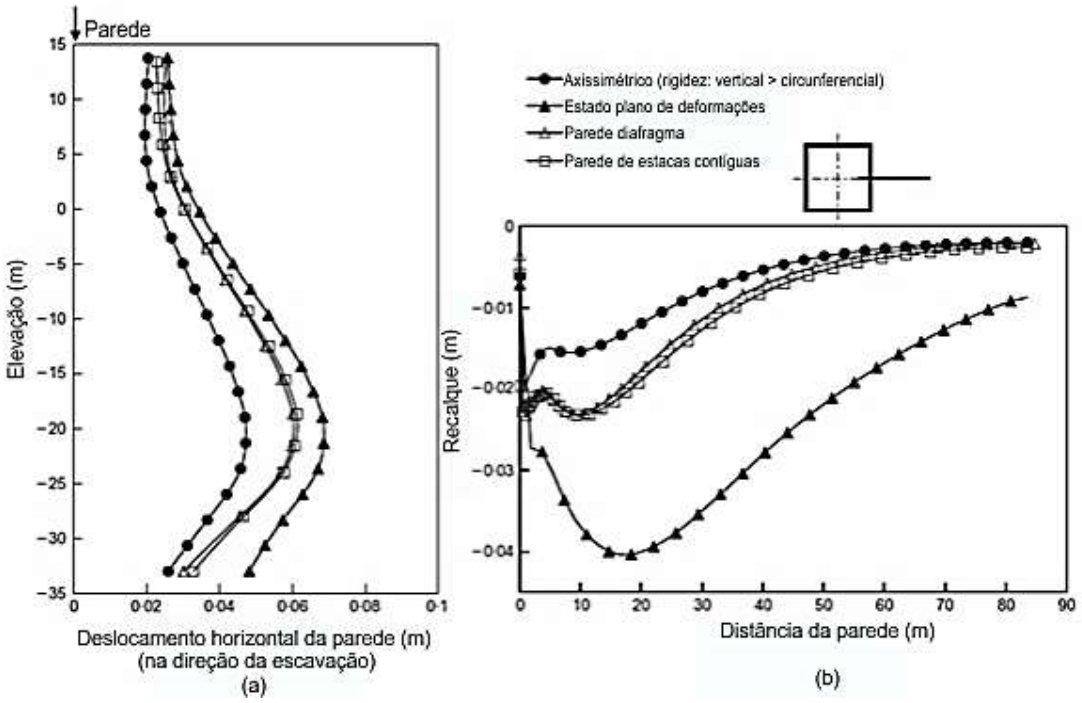



Figura 40 - Comparação dos resultados de diferentes geometrias no centro da escavação. (a) movimentos laterais; (b) recalques superficiais do maciço.

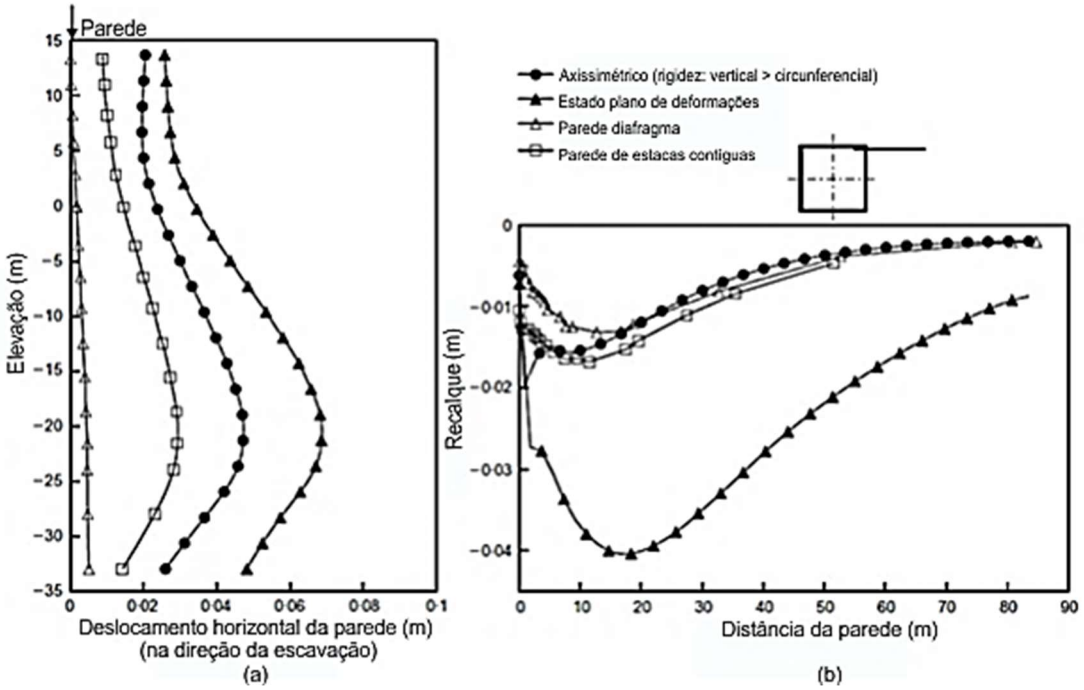



Figura 41 - Comparação dos resultados de diferentes geometrias no canto da escavação.(a) movimentos laterais; (b) recalques superficiais do maciço.

Potts (2003) conclui esta aplicação destacando que análises 3D de problemas geotécnicos reais são, atualmente, possíveis, embora elas requeiram consideráveis recursos computacionais. Seu uso irá aumentar no futuro, uma vez que permite resultados mais detalhados, levando à otimização de projetos e economia.

Perko e Boulden (2008) destacam que o método mais popular de estimativa de tensões ativas em perfis com pranchas de madeira é aquele análogo ao desenvolvido por Terzaghi para um “alçapão”. Terzaghi (1943) explica que quando uma abertura é criada numa estrutura contendo solo, uma zona de cisalhamento é formada acima da abertura. O solo sobre a zona cisalhada se mantém indeslocável por ação do arqueamento. Assim, a carga atuante no alçapão é igual ao peso do solo sob a zona cisalhada e independe da altura do solo sobre a abertura, dependendo apenas da densidade e resistência ao cisalhamento do solo, que define a geometria da zona de cisalhamento.

Spencer et al. (1986), citados por Perko e Boulden (2008), atribuíram à analogia do alçapão de Terzaghi (1943) o efeito de arco no maciço arrimado em estruturas de pranchas apoiadas em estacas metálicas.

Vários métodos matemáticos foram utilizados para a estimativa da redução das tensões horizontais nas pranchas de madeira. Estes métodos consistem na utilização de diferentes distribuições de tensões horizontais ativas, como ilustrado na Figura 42.

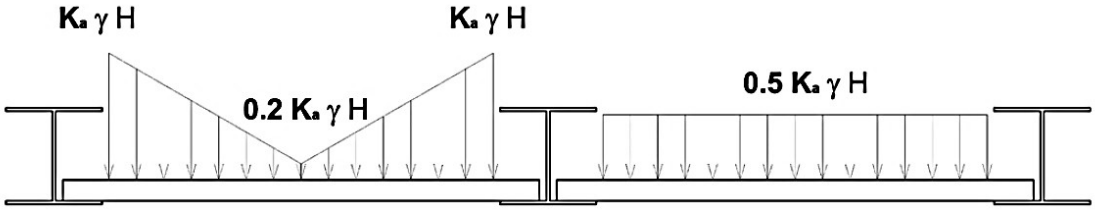



Figura 42 - Diagrama reduzido de tensões em estacas metálicas com pranchas de madeira, (MacNab ,2002 apud Perko e Boulden, 2008).

Na Figura 42 da esquerda, observa-se que as tensões são consideradas máximas nas estacas metálicas e mínimas no centro do vão. Já a Figura 42 da direita considera a tensão na prancha como a metade do valor da tensão ativa. Em ambos os diagramas as tensões são proporcionais à altura escavada, (Perko e Boulden, 2008).

Perko e Boulden (2008) desenvolveram um modelo matemático considerando o maciço de solo como um “semi-silo”, Figura 43.

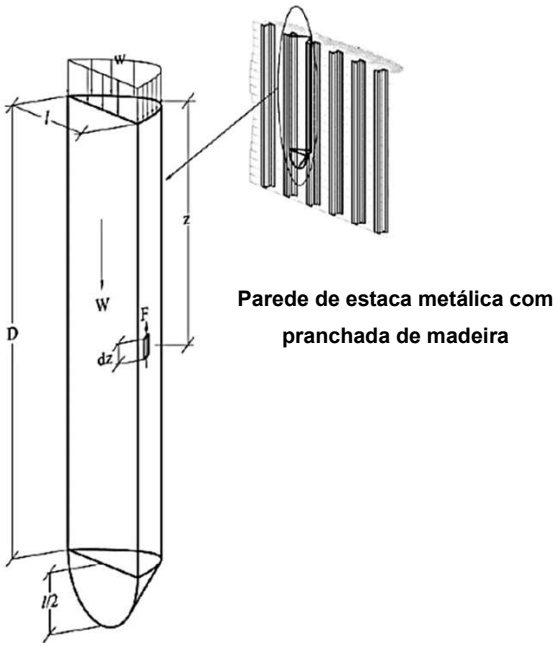



Figura 43 - Geometria da cunha ativa, (Perko e Boulden, 2008).

Perko e Boulden (2008) consideram que a força $F_v$ atuante na cunha na profundidade D é o peso da coluna de solo W somada à sobrecarga subtraída do atrito ao longo das laterais do “semi-silo”.

$$F_v = W + w.a - \int_0^D \frac{1}{2}\,\pi\,T\,l\,dz \tag{46}$$

onde: W é peso do “semi-silo”;

w é sobrecarga uniformemente distribuída;

a é seção transversal da área do semi-silo = 1/8 π $l^2$;

D é altura do silo;

T é tensão cisalhante ao longo do solo = $\gamma z\, K_a \tan(\varphi)$;

l é vão livre da prancha.

O ângulo do fundo da cunha em relação ao plano horizontal é 45+ $\varphi/2$, de acordo com Rankine, mas os autores consideraram 45º para simplificar a integração. A tensão horizontal na profundidade D + l/2 obtida da integração da equação (46), com as simplificações utilizadas pelos autores, resulta no valor:

$$P = K_a\left[\frac{l\,\gamma}{2} + w + \gamma\,D - \frac{2\gamma}{l}(K_a\,tan\varphi\,D^2)\right] \tag{47}$$

onde: $\gamma$ é o peso específico do solo;

$K_a$ é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine.

A distribuição da tensão horizontal ilustrada na Figura 44 mostra que a tensão aumenta com a profundidade até um valor máximo que ocorre na profundidade em que a parcela do atrito supera a tensão vertical. Na realidade, uma trinca de tração será desenvolvida devida ao efeito de arco e a tensão se manterá constante com a profundidade.

A profundidade correspondente à tensão máxima pode ser obtida pela derivada da equação (47) em relação à profundidade e igualando este valor a zero. O valor de profundidade máxima será:

$$D_{máx} = \frac{l}{4\ K_a\ \tan\varphi} \tag{48}$$

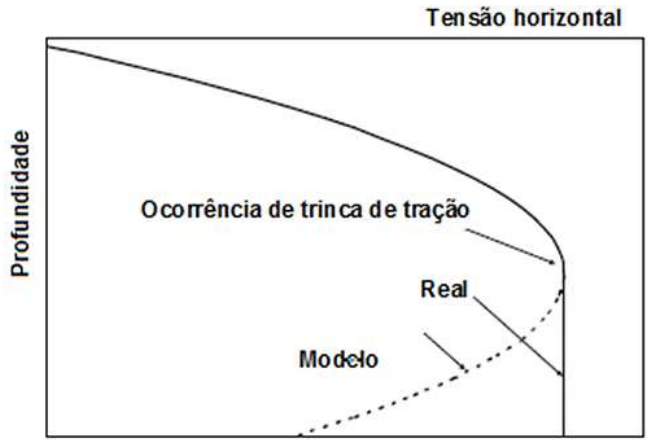



Figura 44 - Tensão horizontal versus profundidade, (Perko e Boulden, 2008).

Perko e Boulden (2008) ressaltam ainda que o modelo desenvolvido pode ser utilizado para a determinação da espessura da prancha para muitas condições e casos de carregamento. Porém, cabe observar que o modelo foi baseado na premissa de que o material das pranchas é consideravelmente menos rígido do que as estacas metálicas.

Sáez e Ledezma (2011) apresentam uma modelagem para representar o efeito de arco em perfis metálicos e estacas pranchas através de uma estratégia de se utilizar uma análise plana ao invés de uma análise 3D refinada, preservando o grau de precisão com uma redução significativa do tempo de análise. Sáez e Ledezma (2011) estudaram um caso onde os esforços atuantes eram de natureza dinâmica, sendo este o motivo pelo qual esta contribuição não tece grande interesse neste capítulo. A autora apenas citou como uma realidade, vislumbrada por Potts (2003), de que a análise 3D seria muito utilizada posteriormente na prática, após aquela Rankine lecture.

Hettler e Schanz (2012) resumem as análises de escavações profundas segundo as regras Alemães (EAB). Interessante observar que apesar dos trabalhos de Weissenbach (1962) serem já antigos, as recomendações seguem ainda os procedimentos indicados no item 1.3, que se procurou detalhar neste capítulo. Os

autores ainda comentam sobre os cálculos utilizando-se a teoria da reação horizontal, também detalhada nas recomendações da EAB (2008), bem como a estimativa dos deslocamentos induzidos pelos processos de construção, com utilização do MEF (Método dos Elementos Finitos).

Martín et al. (2012) relatam os desenvolvimentos que vêm sendo realizados em escavações escoradas, enfatizando a solução de estacas metálicas com pranchas de madeira como sendo o sistema mais econômico, entre todos os demais. Os autores destacam que para escavações profundas, com altura escavada superior a 5 m, o escoramento é geralmente necessário de forma a prevenir movimentos horizontais excessivos e, consequentemente, recalques do maciço escorado. De forma a evitar obstruções internas à área escavada, vários níveis de atirantamento costumam ser a solução mais utilizada nos casos de escavações profundas.

# 2 FERRAMENTA NUMÉRICA PLAXIS 2D

Este capítulo apresenta um resumo da ferramenta computacional utilizada para as simulações numéricas desta pesquisa, estando voltado para a modelagem de escavações. As informações apresentadas estão baseadas, principalmente, em Gouw (2014), que trata dos principais erros cometidos na modelagem de escavações no Plaxis 2D, e nos manuais do próprio programa Plaxis versão 8.2, cuja referência é Brinkgreve et al. (2002).

## 2.1 Generalidades

O software Plaxis consiste em um programa que utiliza o Método de Elementos Finitos (MEF) e foi desenvolvido para analisar problemas da engenharia geotécnica.

Aproximações baseadas no método dos deslocamentos, de equilíbrio e misto são utilizadas na resolução de um problema pelo MEF. O método misto apresenta deslocamentos e tensões como incógnitas. Já no método dos deslocamentos, as incógnitas principais são os deslocamentos, enquanto que no método de equilíbrio as incógnitas são as tensões.

## 2.2 Estrutura do programa

A estrutura computacional do Plaxis é dividida, basicamente, em quatro sub-programas, (*input, calculation, output* e *curves*).

### 2.2.1 INPUT:

Neste sub-programa, o usuário deve definir primeiramente o tipo de elemento e modelo para a análise, além de criar a geometria do problema, as propriedades dos materiais (solo e estruturas), os elementos de interface (caso necessário), os carregamentos e as condições de contorno. Posteriormente, define-se a malha de elementos finitos e as condições de tensões iniciais.

- Tipo de análise:

As análises podem considerar o estado plano de deformação ou a condição de axissimetria para avaliar as deformações e a estabilidade da obra em questão, (Brinkgreve et al., 2002).

Potts e Zdravkovic (1999) destacam que, em problemas reais, simplificar e/ou idealizar a geometria e/ou as condições de contorno do problema pode ser necessário. Como no caso de se considerar um problema como axissimético ou em estado plano de deformação. Para o último, uma dimensão do problema deve ser muito maior do que as outras duas. Adicionalmente, as forças aplicadas e as condições de contorno devem ser perpendiculares e independentes desta dimensão, para que a seção transversal seja a mesma.

Gouw (2014) salienta que, embora seja um conceito relativamente simples, muitos engenheiros praticantes não conseguem entender a diferença entre os modelos em estado plano de deformação e axissimétrico. Por exemplo, a porção sombreada na Figura 45 irá resultar em uma longa escavação para fora do plano, se um modelo de deformações planas for adotado. Por outro lado, o resultado será uma escavação circular se o modelo adotado for o axissimétrico.

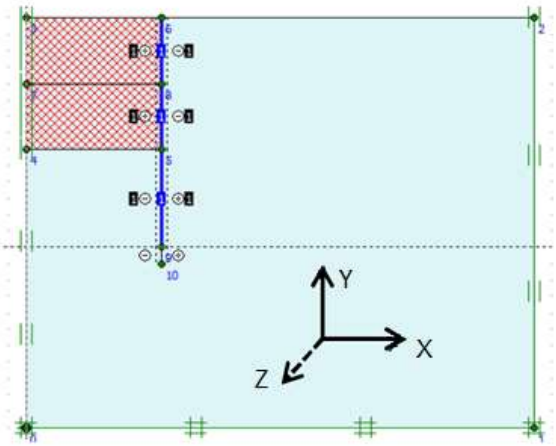



Figura 45 - Modelo de deformações planas versus axissimétrico, (Gouw, 2014).

- Elementos de solo:

Os elementos de solo podem ser triangulares de 6 ou 15 nós. O elemento de 15 nós (padrão do programa) possui relação de interpolação de 4ª ordem para

deslocamentos, já para tensões usa 12 pontos de integração numérica de Gauss. O elemento de 6 nós possui interpolação de 2ª ordem e 3 pontos de Gauss. Os nós e pontos de tensão de Gauss estão ilustrados na Figura 46.

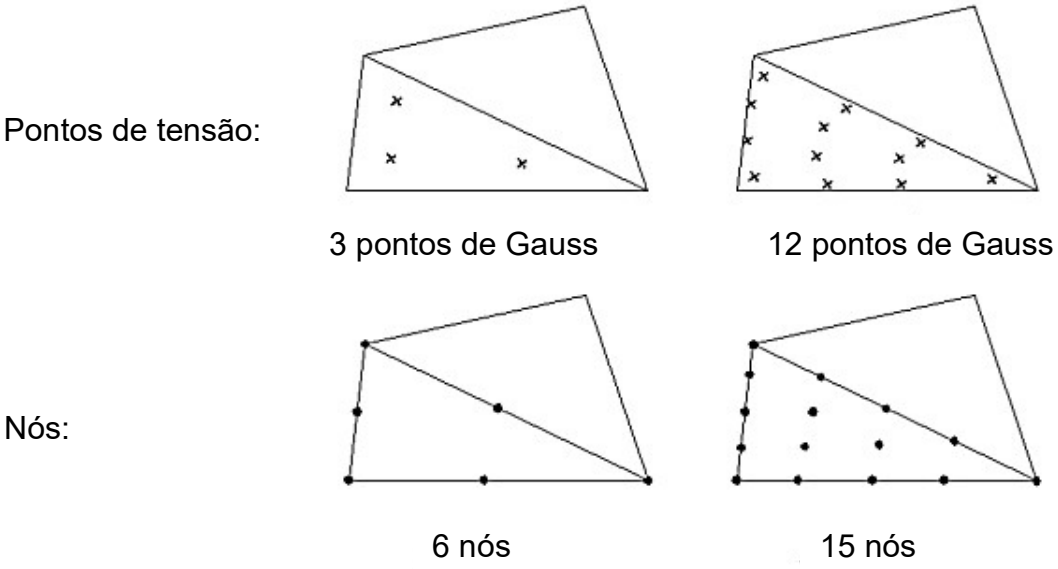



Figura 46 - Localização dos nós e pontos de tensão, (Brinkgreve et al., 2002).

- Elementos de interface:

A interação entre o elemento estrutural e o solo é modelada por meio de elementos de interface. Tais elementos são utilizados para reduzir o atrito entre o elemento estrutural e o solo. Isto é feito adotando uma redução da resistência na interface, cujo valor, denominado como $R_{inter}$, está entre 0,01 e 1,0. O limite inferior significa que não há atrito entre o elemento estrutural e o solo. Já o limite superior significa que o elemento estrutural e o solo estão completamente em contato, ou seja, que o solo e o componente estrutural não podem deslizar entre si. Neste caso, o contato é denominado como rígido. Os valores intermediários são utilizados para que o atrito na interface seja reduzido pelo dado número de $R_{inter}$, permitindo o deslizamento entre e o elemento estrutural e a massa de solo, (Gouw, 2014).

O valor de $R_{inter}$ relaciona a resistência na interface (atrito e adesão da parede) com a resistência do solo (ângulo de atrito e coesão). As equações (49) e (50) mostram essa relação, (Brinkgreve et al., 2002).

$$R_{inter} = \frac{c_{interface}}{c_{solo}} \leq 1{,}0 \tag{49}$$

$$R_{inter} = \frac{\tan(\varphi_{interface})}{\tan(\varphi_{solo})} \leq 1{,}0 \quad (50)$$

onde: $R_{inter}$ é a redução da resistência na interface

$C_{interface}$ é a adesão na interface

$C_{solo}$ é a coesão do solo

$\varphi_{interface}$ é ângulo de atrito na interface

$\varphi_{solo}$ é ângulo de atrito do solo

Um erro comum de modelagem da interface, como salientado por Gouw (2014), ocorre ao aplicar o elemento de interface em tirantes injetados, como na Figura 47.

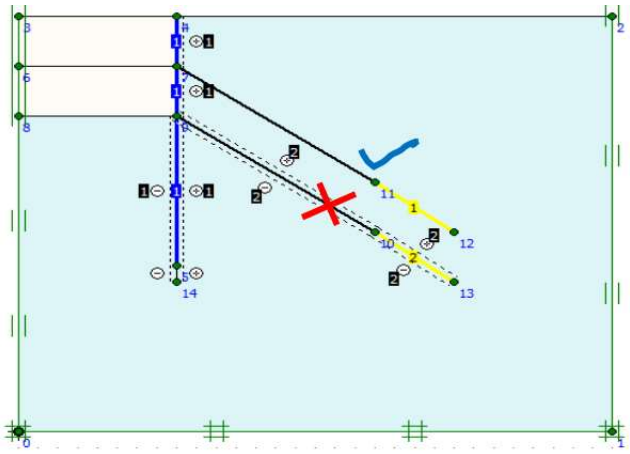


Figura 47 - Erro na modelagem de tirantes, (Gouw, 2014).

O comprimento livre do tirante deve ser modelado como um elemento *node to node anchor*, que é conectado em duas pontas em elementos estruturais, como o nome indica, como se não houvesse contato entre o corpo do tirante e solo envolvente. Portanto não há utilidade na aplicação de elementos de interface nesse trecho.

O comprimento ancorado do tirante é modelado por elemento de geogrelha. Na prática, o trecho ancorado é normalmente injetado, assim o solo e bulbo do

tirante estão em pleno contato. Portanto, elementos de interface não devem ser introduzidos.

Interfaces podem ser ativadas ou desativadas no sub-programa de cálculo usando etapas de construção. Em análises de adensamento ou de fluxo, os elementos de interface podem ser usados para bloquear o fluxo perpendicular à interface, simulando um material impermeável.

Gouw (2014) destaca que, exercícios numéricos têm mostrado que quanto menor o valor de redução da resistência na interface, $R_{inter}$, maior o momento fletor. Portanto, é importante estimar um valor razoavelmente correto para a redução. A Tabela 5 apresenta uma sugestão para valores de $R_{inter}$.

Tabela 5 - Valores sugeridos para $R_{inter}$, (Brinkgreve and Shen, 2011 apud Gouw, 2014).

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

Brinkgreve et al. (2002) salientam, ainda, que problemas de oscilação de tensão, abaixo ou em torno dos cantos de estruturas, podem ser prevenidos incluindo elementos da interface adicionais no interior do maciço do solo. Estes elementos irão reforçar a flexibilidade da malha de elementos finitos e, assim, evitar resultados de tensão fisicamente incoerentes. No entanto, estes elementos não devem introduzir uma fraqueza irrealista no solo. Portanto, é aconselhável que o $R_{inter}$ seja igual a 1 nesse trecho de interface adicional.

- <u>Condições de análise:</u>

O comportamento de cada uma das camadas de solo quanto à geração de poropressões pode ser de três tipos:

- *Drenado: Análise de tensões efetivas e entrada de dados com parâmetros efetivos. Não há geração de excesso de poropressão. Usado para solos com alta permeabilidade ou no caso de análise a longo prazo;*

- *Não drenado: Análise de tensões efetivas e entrada de dados com parâmetros efetivos. Ocorre a geração de poropressões;*
- *Não poroso: Análise de tensões totais e entrada de dados com parâmetros totais. A geração de poropressão é negligenciada.*

➢ Condições iniciais:

Inicialmente, durante a criação do modelo de elementos finitos, embora os parâmetros do solo tenham sido atribuídos e a malha de elementos finitos gerada, o peso próprio do solo, ou seja, as tensões iniciais, não foram levadas em conta. Um processo especial é realizado para gerar essas tensões para o maciço de solo original, onde todos os elementos estruturais e mudanças na geometria devem estar desativados.

Um erro comum é cometido quando as poropressões e as tensões efetivas iniciais são calculadas pelo procedimento $k_0$, quando outro procedimento seria correto. De fato, como ressalta Gouw (2014), o procedimento $k_0$ é correto se, e somente se, a geometria da superfície do terreno, as camadas do solo e o nível d'água freático são horizontais. Em situação diferente do repouso, o procedimento $k_0$ irá conduzir à existência de um desequilíbrio de forças iniciais no maciço de solo, que são obviamente incorretas. Neste caso, o procedimento correto é inserir as tensões geradas pelos carregamentos gravitacionais, relacionadas ao peso do maciço.

No caso de se necessitar incluir as tensões gravitacionais, o Plaxis recomenda o procedimento em seu manual. Na presente pesquisa, o procedimento gravitacional não foi utilizado, não havendo necessidade de seu detalhamento.

### 2.2.2 CALCULATION:

O sub-programa de cálculo considera as seguintes análises de deformação:

- *Plastic calculation (Análise de deformações elasto-plásticas);*
- *Consolidation analysis (Análise de adensamento);*
- *Phi-c reduction* (Análise de fator de segurança) e;

- *Dynamic calculation (Análise dinâmica)*.

Os três primeiros tipos de cálculo permitem, opcionalmente, considerar o efeito de grandes deformações, através da opção atualização da malha. Se esta opção não for selecionada, o cálculo irá considerar a teoria de pequenas deformações e a matriz de rigidez será baseada na geometria indeformada.

A opção de zerar os deslocamentos da fase anterior de cálculo pode ser selecionada quando uma fase fornece deslocamentos irrelevantes, por exemplo, deformações devido ao carregamento gravitacional. Não selecionar esta opção significa que os deslocamentos incrementais da fase atual serão somados aos da fase anterior.

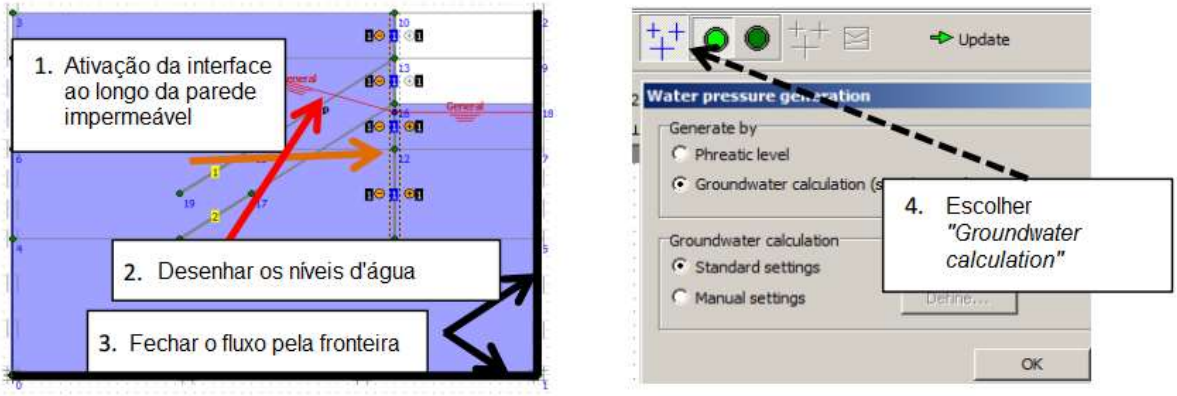
➢ <u>Avaliação das poropressões em escavações:</u>

Gouw (2014) trata da importância de modelar adequadamente o fluxo de água em um problema de escavação profunda, destacando que é necessário primeiramente entender se a água pode, ou não, passar pela parede de contenção. O autor ressalta, neste contexto, a importância da entrada de valores corretos de permeabilidade do subsolo.

A Figura 48 mostra uma modelagem de percolação ocorrendo pelo fundo, já que a parede, no caso, é impermeável. No modo de análise de água da fase de cálculo correspondente, deve-se ativar a interface ao longo da parede, sendo esta a condição segundo Gouw (2014) para reproduzir a situação de parede impermeável. A ativação da interface, seja no modo de solo, seja no modo de água, são independentes uma da outra. Assim, a interface ativa no modo de solo não significa que a interface está ativa no modo de água, e vice versa.

No modo de solo, a interface ativa serve para reduzir a o atrito no contato e permitir o deslizamento relativo entre o solo e a parede. No modo de água, a interface ativa significa que a parede é impermeável. Já no caso da interface inativa, a água pode passar através da parede.

No exemplo mostrado na Figura 48a, foi utilizado o estado plano de deformação, portanto o contorno do lado direito representa o eixo de simetria, não havendo fluxo por ele. Já o contorno do lado esquerdo não deve ter o fluxo barrado, pois é deste lado que o fluxo se origina. Como também não ocorre fluxo pelo contorno do fundo, este deve ser fechado.




a) b)

Figura 48 - Modelagem de parede de contenção impermeável e da percolação, (Gouw, 2014).

Se uma parede de contenção impermeável está embutida numa camada impermeável e / ou se o tempo de escavação é relativamente curto em comparação com a velocidade de percolação da água, então haverá diferença de poropressão nos dois lados da cortina. Neste caso, não haverá fluxo. Portanto, a ativação ou não dos elementos de interface ao longo da parede no modo de água é irrelevante. Como não há fluxo de água subterrânea, a geração da poropressão deve ser feita escolhendo a opção de nível freático. Após o cálculo, a poropressão em ambos os lados da parede pode ser obtida clicando no elemento de interface ao longo da parede.

- <u>Análise de fator de segurança:</u>

Na análise *Phi / c reduction* é possível fazer uma verificação do fator de segurança, apresentado na equação (51). Esta verificação é feita através da redução dos parâmetros de resistência c e tan φ do solo até que se atinja a ruptura. Este cálculo pode ser feito ao final de cada etapa de construção, caso seja de interesse. É importante notar que a resistência de objetos estruturais não é influenciada por esta análise. Brinkgreve, et al. (2002) destaca que sempre deve ser verificado se o passo final resultou em um mecanismo de ruptura totalmente desenvolvido.

$$FS = \frac{Resistência\ disponível}{Resistência\ na\ ruptura} = \sum Msf\ na\ ruptua \tag{51}$$

Quando a análise *Phi-c reduction* é utilizada em combinação com modelos avançados de solo, estes modelos vão se comportar como um modelo de *Mohr-Coulomb* padrão, uma vez que o comportamento rigidez dependente do nível de tensões e efeitos de endurecimento são excluídos. O módulo de elasticidade dependente do nível de tensões (especificado no modelo avançado) no final do passo anterior é utilizado como um módulo de rigidez constante durante o cálculo Phi-c reduction.

Ao final do cálculo, cada etapa construtiva recebe um marcador que mostra se a mesma foi calculada com sucesso ou não. Neste momento, é possível selecionar qualquer uma das etapas construtivas para visualizar os resultados no sub-programa output.

### 2.2.3 OUTPUT:

As principais saídas de um cálculo de elementos finitos são os deslocamentos nos nós e as tensões nos pontos de Gauss. Além disso, quando um modelo de elementos finitos envolve elementos estruturais, as forças estruturais são calculadas nestes elementos.

Uma das grandes facilidades desse subprograma é a obtenção de tabela de dados para deslocamento e tensões no solo e para tensão normal, cortante e momento fletor em estruturas.

A respeito da convenção de sinais, cabe notar que o modelo de geometria bidimensional do Plaxis é criado no plano x-y do sistema global de coordenadas, conforme Figura 49. Embora a versão 8.2 do Plaxis (utilizado nessa pesquisa) seja um programa 2D, as tensões são baseadas no sistema cartesiano 3D.

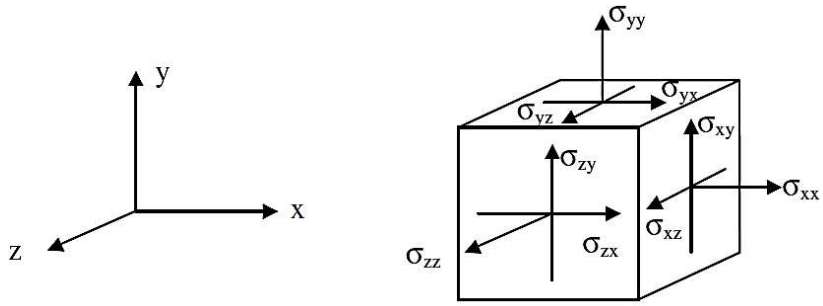



Figura 49 - Sistema de coordenadas e indicação das componentes de tensão positivas.

Em todos os dados de saída, as tensões e forças compressivas são consideradas negativas, incluindo as poropressões, enquanto tensões e forças de tração são consideradas positivas.

### 2.2.4 CURVES:

O sub-programa *curves* disponibiliza a geração, por exemplo, de curvas de deslocamento, tensões ou poropressões ao longo do tempo, obtidas a partir de ponto(s) pré-definido(s) na malha de elementos finitos, no subprograma *calculate*.

## 2.3 Modelos constitutivos

O software Plaxis, versão 8.2, dispõe de seis modelos constitutivos, sendo eles: *Linear Elastic*, *Mohr-Coulomb*, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep* e *Jointed Rock*. Geralmente, os modelos *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil* são utilizados para análise de escavações.

Para evitar complicações numéricas, pequenos valores de coesão (c > 0,2 kPa) devem ser inseridos no caso de solos com coesão nula, (Brinkgreve et al., 2002).

### 2.3.1 Modelo *Mohr-Coulomb* (MC):

Este modelo integra a categoria dos modelos elastoplásticos perfeitos, ou seja, modelos nos quais as deformações são decompostas em parcelas plásticas e elásticas. A curva tensão deformação típica deste modelo é mostrada na Figura 50, na qual o comportamento não linear do solo é modelado através de dois trechos lineares. Este modelo também incorpora o critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*.

Possui cinco parâmetros de entrada: E e $\nu$ para elasticidade do solo; $\varphi$ e c para a plasticidade do solo e $\psi$ como um ângulo de dilatância. Este modelo representa uma aproximação "de primeira ordem" do comportamento do solo ou rocha, no qual se estima uma rigidez média constante para cada camada de solo.

A rigidez do solo, tomada como $E_{50}$, é constante em toda a zona elástica, até que o estado de tensão atinja a zona plástica (ruptura). Na realidade, o solo não se comporta linearmente, assim, a rigidez do solo nunca é constante, mudando de acordo com o nível de tensões dentro da massa de solo. Portanto, para níveis de tensão inferiores a 50% da resistência à ruptura, o modelo MC irá superestimar o movimento do solo, enquanto que para níveis de tensão maiores que 50% (fator de segurança inferior a 2), o modelo MC pode subestimar perigosamente o movimento do solo, (Gouw, 2014).

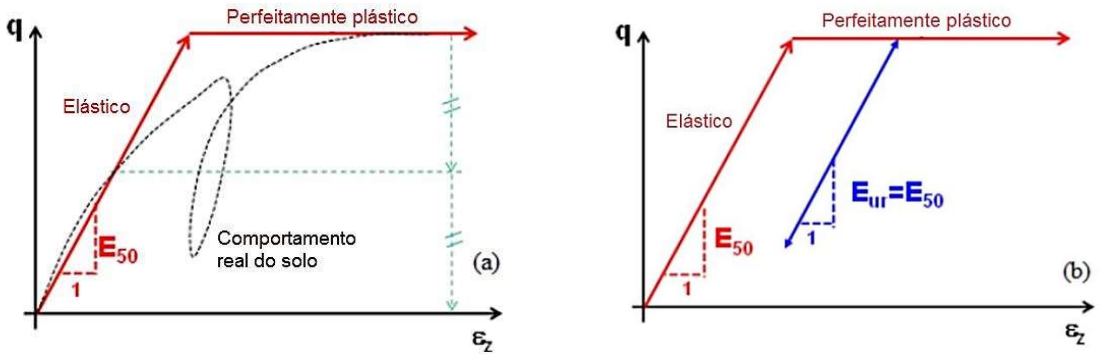



Figura 50 - Modelo *Mohr-Coulomb*, (Gouw, 2014).

Gouw (2014) enfatiza que o módulo de descarregamento-recarregamento do solo, $E_{ur}$, é assumido igual à rigidez para o carregamento do solo, $E_{50}$, ou seja, $E_{ur}=E_{50}$, como apresentado na Figura 50b. Na realidade, o solo é geralmente muito mais rígido em condições de descarregamento-recarregamento que em condições de carregamento (Figura 51). A rigidez no descarregamento-recarregamento pode ser facilmente de 2 a 5 vezes maior que a rigidez no carregamento, $E_{ur} \approx 2\sim5\ E_{50}$. Isto significa que, quando aplicado a problemas de escavação, o modelo MC irá geralmente superestimar o levantamento no fundo de forma irrealista. Por este motivo, ao usar o modelo MC em problemas de escavação, sugere-se utilizar a rigidez $E_{ur}$ em vez de $E_{50}$.

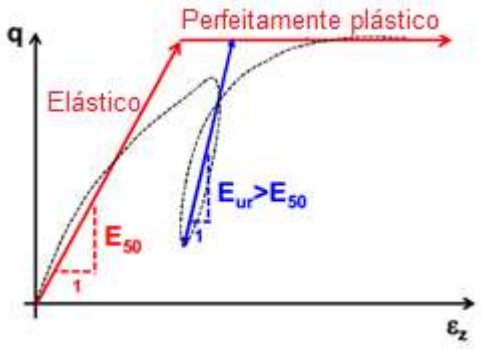



Figura 51 - Rigidez no descarregamento-recarregamento versus rigidez no carregamento, (Gouw, 2014).

Sobre o ângulo de dilatância $\psi$, os autores do manual indicam que este é próximo de zero para camadas argilosas e depende da densidade e do ângulo de atrito para areias. Para estas, seu valor pode ser aproximado por $\psi \approx \varphi - 30^{o}$, para $\varphi > 30^{o}$, caso contrário também pode ser considerado com valor nulo.

### 2.3.2 Modelo *Hardening Soil* (HS)

Em contraste com o modelo MC, a superfície de plasticidade do modelo HS não é fixa, ela expande devido às deformações plásticas, considerando rigidezes diferentes para os domínios de descompressão-recompressão e de compressão virgem. Este modelo também utiliza o critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*.

O verdadeiro comportamento tensão-deformação do solo mostra que, quando carregado, o solo se comporta não-linearmente, à medida que a carga vai crescendo, o módulo de rigidez do solo vai tornando-se cada vez menor (Figura 52).

Brinkgreve et al. (2002) destacam que no caso especial do ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial e a tensão desviadora tem uma boa aproximação por uma hipérbole. Tal relação foi primeiramente formulada por Konder (1963) e depois utilizada no bem conhecido modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970). A representação da curva tensão desviadora pela deformação axial é apresentada na Figura 53. Já os parâmetros de entrada para o modelo HS são exibidos na Tabela 6 e os parâmetros avançados na Tabela 7.

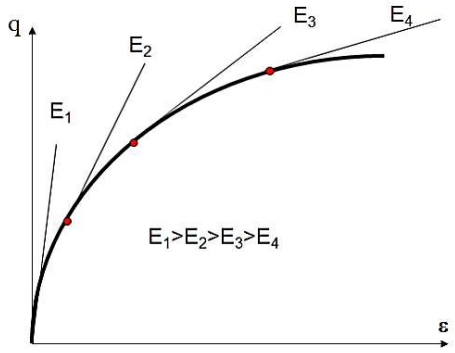



Figura 52 - Curva de tensão-deformação não linear e variação da rigidez, (Gouw, 2014).

Na figura a seguir, $E_i$ é o módulo de elasticidade tangente inicial, enquanto $q_a$ é o valor assintótico da hipérbole e $q_f$ a tensão desviadora para a ruptura.

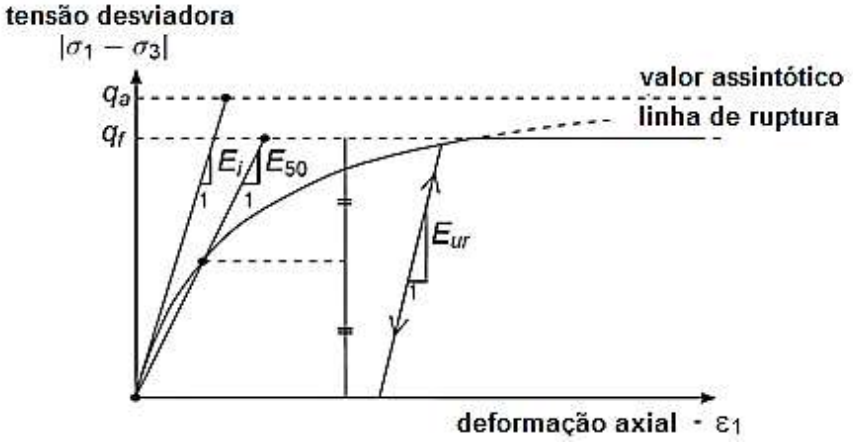



Figura 53 - Curva tensão x deformação para modelo HS.

Brinkgreve et al. (2002) ressaltam que o modelo HS supera o modelo hiperbólico clássico por usar a teoria da plasticidade, ao invés da teoria da elasticidade, considerar a dilatância do solo e por introduzir “cap” de escoamento (escoamento em compressão hidrostática/oedométrica).

Tabela 6 - Parâmetros de entrada para o modelo HS

| Parâmetro | Descrição |
|---|---|
| m | Expoente de dependência da rigidez em relação ao nível de tensões (m ≤ 1). Pode ser considerado igual a 1 para argilas e em torno de 0,5 para areias. |
| $E_{50}^{ref}$ | Módulo secante de carregamento para 50% da tensão de ruptura do ensaio triaxial drenado |
| $E_{oed}^{ref}$ | Módulo tangente devido à compressão primária do ensaio de compressão oedométrica |
| $E_{ur}^{ref}$ , $\nu_{ur}$ | Parâmetros elásticos de descarregamento / recarregamento do ensaio triaxial drenado. Padrão: $E_{ur}^{ref} = 3.E_{50}^{ref}$ e $\nu_{ur} = 0,2$. |
| c, $\varphi$ e $\psi$ | Ruptura de acordo com critério de *Mohr-Coulomb* |

Tabela 7 - Parâmetros avançados para o modelo HS

| Parâmetro | Descrição |
|---|---|
| $p_{ref}$ | Tensão de referência para rigidez (padrão $p_{ref}$ = 100 kPa) |
| $K_0^{nc}$ | Valor $K_0$ para o caso normalmente adensado (padrão $K_0^{nc} = 1-\sin\varphi$) |
| $R_f$ | Razão de ruptura $q_f / q_a \leq 1$, Figura 53 (padrão $R_f$ = 0,9) |

### 2.3.3 Aspectos dos modelos constitutivos na modelagem de escavações

A Figura 54, reproduzida do trabalho de Gouw (2014), mostra um problema típico de escavação e as trajetórias de tensão de elementos de solo abaixo do nível da escavação (ponto B) e atrás da parede de contenção (ponto A). Verifica-se que as fases 1 e 3 são etapas de escavação e que a fase 2 corresponde a colocação de tirantes. Desse modo, o solo no ponto B é submetido a descarregamento nas três fases de construção, enquanto que o ponto A passa por várias mudanças: na fase 1 sofre descarregamento, na fase 2 recarregamento e na fase 3 novamente descarregamento.

Gouw (2014) destaca que as trajetórias de tensão ilustram claramente a necessidade de utilizar diferentes valores de rigidez do solo para análises de problemas de escavação. O comportamento do material esperado em várias zonas de uma escavação típica é mostrado na Figura 55.

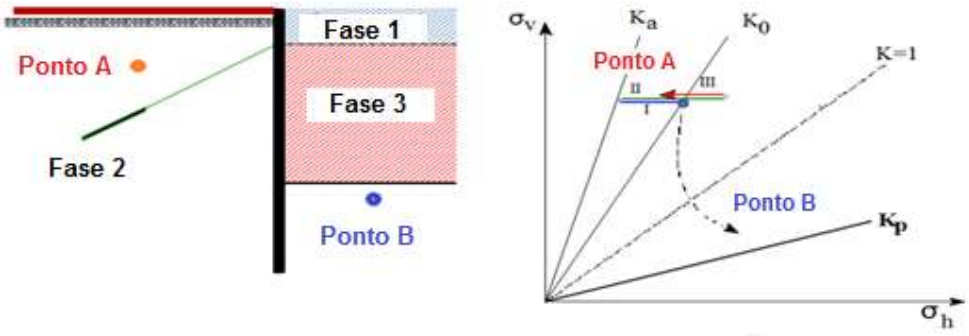



Figura 54 - Trajetórias de tensão de um problema típico de escavação, (Gouw, 2014).

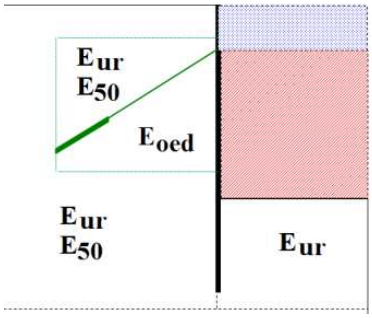



Figura 55 - Comportamento esperado do solo num problema de escavação, (Brinkgreeve et al., 2011 apud Gouw, 2014).

O modelo MC não atende ao comportamento do material nas várias zonas, uma vez que ele usa um único valor de rigidez. Assim, este modelo fornece deformações irrealistas, superestimando o levantamento de fundo, e às vezes prevendo levantamento irrealista do terreno atrás da parede de contenção. Gouw (2014) enfatiza que o uso de $E_{50}$ neste modelo é muito conservador.

A rigidez do solo para carregamento isotrópico, cisalhamento e descarregamento-recarregamento pode ser atendida automaticamente no modelo HS. Portanto, o modelo HS prevê deslocamentos da parede, levantamento de fundo e recalques atrás da parede de contenção mais realistas.

# 3 ANÁLISE PARAMÉTRICA - PLAXIS 2D

Neste capítulo serão apresentados os resultados de análises de modelos hipotéticos, cujo objetivo principal é obter uma resposta da sensibilidade do programa em relação às variáveis que envolvem um problema de escavação.

Será adotada, primeiramente, para estas análises uma parede diafragma como estrutura de contenção, seguindo as recomendações do tutorial do programa e, posteriormente, uma cortina de perfis com pranchada.

## 3.1 Escavação hipotética com parede diafragma

Uma série de verificações preliminares dos fatores que mais poderiam influenciar os resultados do Plaxis 2D foi realizada, objetivando a avaliação de sua relevância nas análises de escavações.

Para tanto, uma escavação hipotética foi modelada alterando-se o fator de redução da resistência na interface, o tipo de refinamento de malha, o número de etapas construtivas da escavação, a largura da cava e a largura atrás da escavação. Cada resultado foi obtido pela alteração de um desses fatores, enquanto os outros eram mantidos constantes.

A cava, como representada na Figura 56, possui altura de escavação de 6 m, ficha de 2,40 m, metade da largura de escavação igual a 10 m, largura atrás da escavação de 20 m e um nível de apoio no topo, num perfil homogêneo de areia.

As análises foram realizadas no modelo de deformações planas com elementos de 15 nós. Para simular o comportamento do solo utilizou-se o modelo *Mohr-Coulomb* (MC), cujos parâmetros são apresentados na Tabela 8. Para a parede e a estronca o modelo utilizado foi o elástico, cujos parâmetros são apresentados na Tabela 9 e na Tabela 10, respectivamente.

Cabe mencionar que como a coesão nula pode gerar erro numérico no programa, os autores recomendam, no manual, a adoção de um pequeno valor de coesão, mesmo em areias.

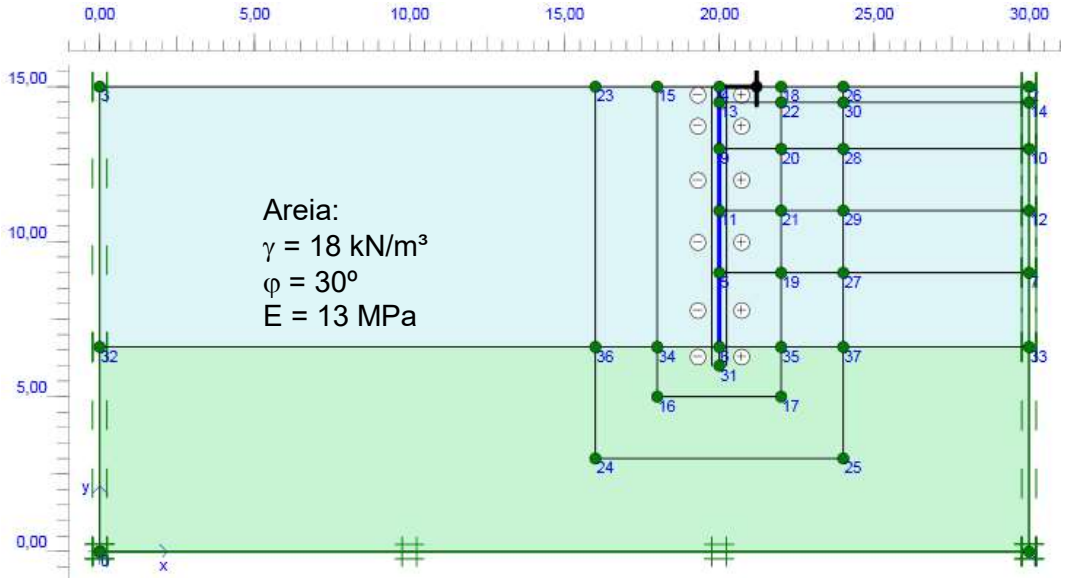



Figura 56 - Escavação hipotética para análise paramétrica.

Tabela 8 - Parâmetros do solo utilizados nas análises.

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Peso específico | $\gamma$ | 18 | kN/m³ |
| Permeabilidade horizontal | $k_x$ | 1 | m/dia |
| Permeabilidade vertical | $k_y$ | 1 | m/dia |
| Módulo de elasticidade | $E_{ref}$ | $1{,}3 \times 10^4$ | kPa |
| Coeficiente de Poisson | $\nu$ | 0,3 | - |
| Coesão | $c_{ref}$ | 0,2 | kPa |
| Ângulo de atrito | $\varphi$ | 30 | ° |
| Ângulo de dilatância | $\psi$ | 0 | ° |

Tabela 9 - Parâmetros da parede diafragma.

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Rigidez axial | EA | $7{,}5 \times 10^5$ | kN/m |
| Rigidez à flexão | EI | $1 \times 10^6$ | kNm²/m |
| Espessura equivalente | d | 1,265 | m |

Tabela 10 - Parâmetros da estronca.

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Rigidez axial | EA | $2 \times 10^6$ | kN |
| Espaçamento entre estroncas | $L_s$ | 1 | m |
| Força máxima | $F_{máx,comp}$ | $1 \times 10^{15}$ | kN |
| | $F_{máx,tens}$ | $1 \times 10^{15}$ | kN |

Os elementos de interface foram estendidos para evitar oscilação de tensões no pé da parede de contenção, conforme destacam Brinkgreve et al. (2002). Ressalta-

se que foi utilizado Rinter = 1 nesse trecho, uma vez que não se pretende reduzir a resistência na interface, mas aumentar a flexibilidade da malha.

O cálculo analítico dos valores de força na estronca e momento fletor utilizados neste capítulo são apresentados no Apêndice B.

### 3.1.1 Influência do fator de redução da resistência na interface - $R_{inter}$

Alterando-se o valor do $R_{inter}$ de 0,5 a 1,0, avaliou-se a interferência nos resultados de força na estronca, momento fletor máximo, deslocamentos e tensões em função da profundidade. Observa-se da Tabela 11 e da Figura 57, que os valores de força na estronca e momentos fletores são superiores aos analíticos, na maior parte dos casos. Os valores de força na estronca são razoavelmente afetados pelo parâmetro $R_{inter}$, já os resultados de momento fletor máximo foram pouco influenciados.

Tabela 11 - Força na estronca (A) e momento fletor máximo ($M_{máx}$) na cortina para diferentes valores de $R_{inter}$.

| $R_{inter}$ | A (kN/m) | A Dif % | $M_{máx}$ (kNm/m) | $M_{máx}$ Dif % |
|---|---|---|---|---|
| Analítico | 56,16 | - | 162 | - |
| 1,00 | 67,81 | 21% | 161,25 | -0,5% |
| 0,90 | 70,17 | 25% | 160,76 | -0,8% |
| 0,80 | 74,67 | 33% | 162,47 | 0,3% |
| 0,70 | 79,15 | 41% | 165,44 | 2,1% |
| 0,60 | 84,54 | 51% | 172,22 | 6,3% |
| 0,50 | 91,26 | 63% | 183,12 | 13,0% |

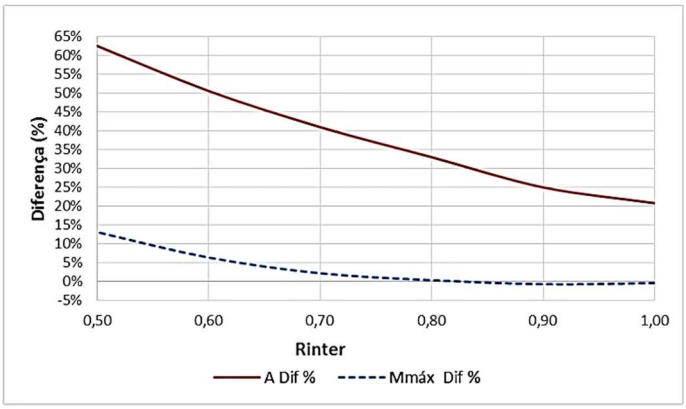



Figura 57 - Diferença percentual entre valores analíticos e das análises para força na estronca e momento fletor máximo na cortina para vários valores de parâmetro $R_{inter}$.

Os deslocamentos no elemento de placa e as tensões no solo muito próximo à cortina, tanto para o lado ativo quanto para o passivo, foram obtidos. Os resultados em forma de tabela do Plaxis foram utilizados para gerar os gráficos que seguem, Figura 58 à Figura 62, contendo a distribuição dos resultados supracitados do programa ao longo da profundidade.

Em relação aos deslocamentos, pode-se observar que os deslocamentos horizontais aumentam com a redução do $R_{inter}$. Esse resultado já era esperado, uma vez que a redução do $R_{inter}$ torna a parede mais lisa, permitindo maior deslocamento relativo entre o solo e a cortina.

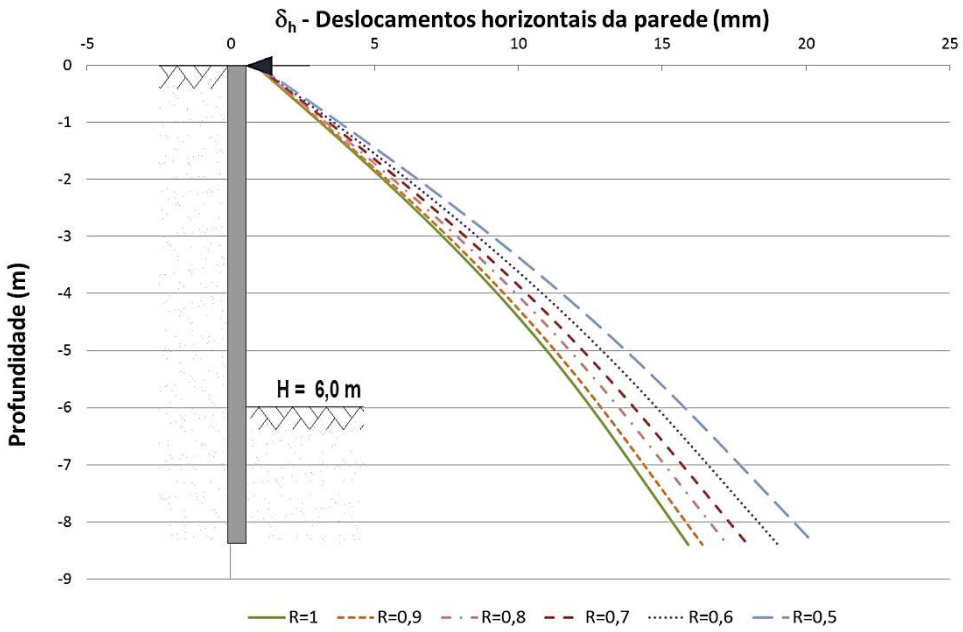



Figura 58 - Deslocamentos horizontais na cortina para diferentes valores de $R_{inter}$.

Nota-se que o deslocamento na posição da estronca não é nulo, assumindo pequenos valores, uma vez que o elemento de apoio no Plaxis é de fato representado por uma mola, na qual uma ponta é conectada à malha de elementos finitos e a outra é fixa. Deslocamentos nulos poderiam ser obtidos aumentando-se a rigidez desse elemento.

Os parâmetros para o elemento de estronca incluem, além dos constantes na Tabela 10, o ângulo de inclinação e o comprimento. Neste caso 0º e 10 m, respectivamente.

A distribuição de tensões horizontais de Rankine foi calculada e comparada às fornecidas pelo programa, apesar de não serem compatíveis. Uma vez que, a Teoria de Rankine despreza o atrito solo-muro e pressupõe superfície de ruptura plana, a qual só é possível para modos de deslocamentos livres com rotação em torno da base. Como os deslocamentos não atendem a nenhum desses modos é razoável haver diferenças entre as tensões calculadas e as previstas por Rankine.

Em termos de tensões horizontais ativas, Figura 59 e Figura 60, é possível observar que o programa fornece uma concentração de tensões na metade superior da escavação, já que o efeito da redistribuição das tensões devido à presença da estronca é levado em conta. Esta concentração aumenta com a redução do $R_{inter.}$ Cabe destacar, que o diagrama obtido pelo Plaxis tem aspecto similar ao diagrama de empuxo aparente proposto por Verdeyen e Roisin (1952).

A Figura 59 mostra as distribuições de tensões horizontais ativas obtidas sem a extensão dos elementos de interface, apresentando grande oscilação de tensões na base da cortina. Já a Figura 60, cujos resultados foram obtidos estendendo-se os elementos de interface, apresenta a distribuição de tensões mais suavizada.

A suavização das tensões horizontais na base da cortina foi também evidente para as distribuições passivas, como mostra a Figura 61 e a Figura 62.

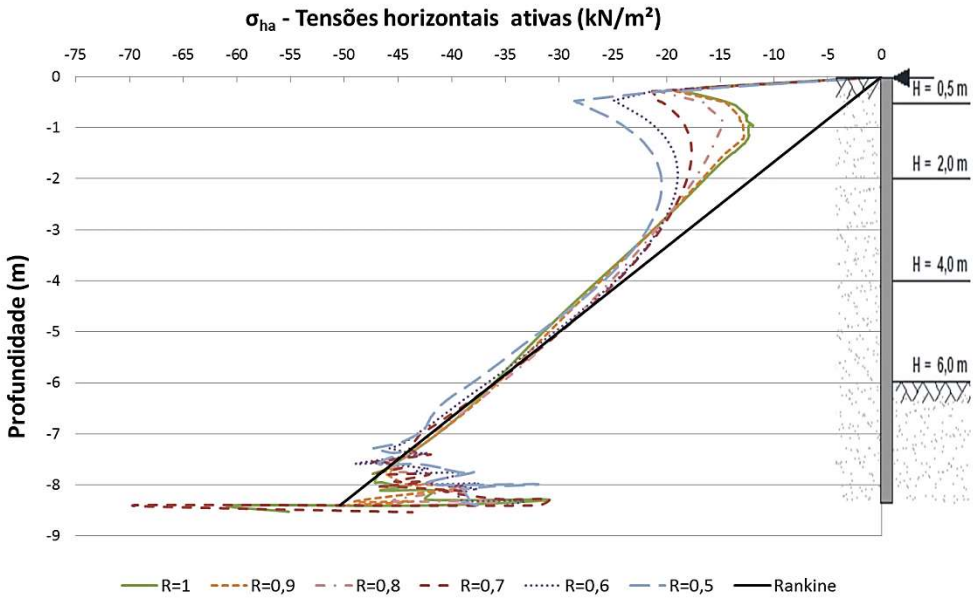



Figura 59 - Tensões horizontais ativas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - sem extensão dos elemetos de interface.

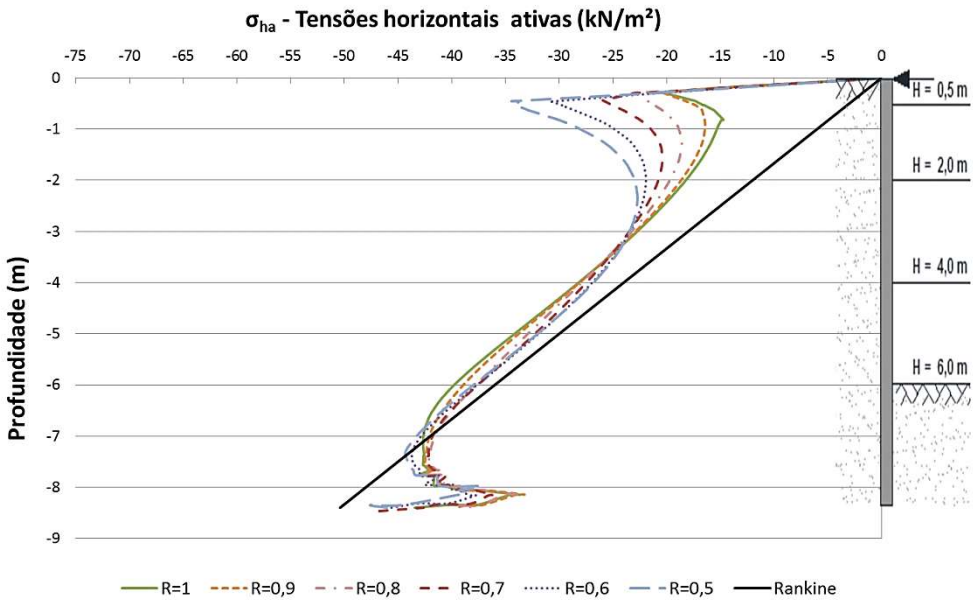



Figura 60 - Tensões horizontais ativas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - com extensão dos elementos de interface.

Em termos de tensões horizontais passivas, Figura 61 e Figura 62, observou-se que as distribuições do programa são bem distintas da prevista por Rankine. Entretanto, neste caso, as resultantes de empuxo foram bem próximas do valor previsto por Rankine.

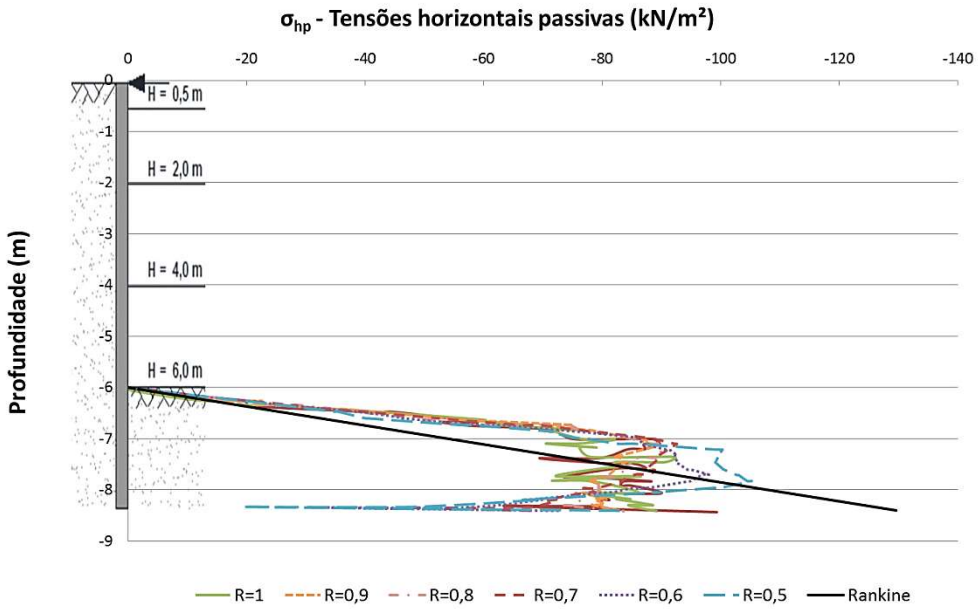



Figura 61 - Tensões horizontais passivas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - sem extensão dos elementos de interface.

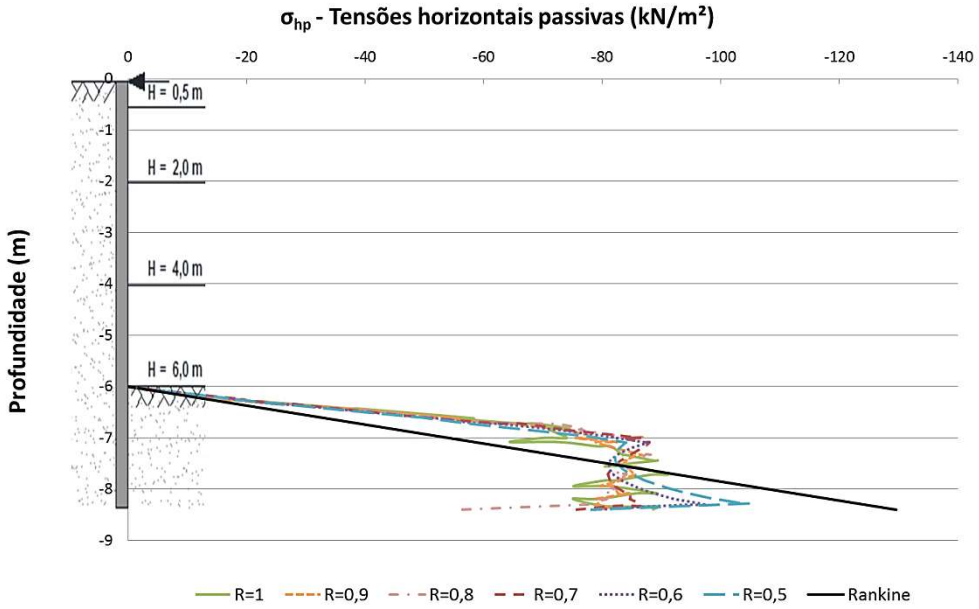



Figura 62 - Tensões horizontais passivas para diferentes valores de $R_{inter}$ e distribuição triangular de Rankine - com extensão dos elementos de interface.

Tabela 12 - Diferença percentual entre Plaxis e Rankine para resultante de empuxo ativo (RA) e passivo (RP) para diferentes valores de $R_{inter}$.

| Rinter | RA (kN/m) | RA Dif % | RP (kN/m) | RP Dif % |
|---|---|---|---|---|
| Analítico | 211,68 | - | 155,52 | - |
| 1,00 | 234,72 | 11% | 156,48 | 0,6% |
| 0,90 | 234,90 | 11% | 158,15 | 1,7% |
| 0,80 | 238,11 | 12% | 159,84 | 2,8% |
| 0,70 | 243,93 | 15% | 162,17 | 4,3% |
| 0,60 | 250,46 | 18% | 160,36 | 3,1% |
| 0,50 | 262,24 | 24% | 168,53 | 8,4% |

### 3.1.2 Influência da malha

A partir deste item, a autora não incorporou a extensão dos elementos de interface, como no item anterior, uma vez que sua influência já foi inicialmente avaliada.

Inicialmente, a malha foi refinada por igual. Foram designados de 1 a 5 os refinamentos representativos das alterações no refinamento global do tamanho dos

elementos (*global coarseness*), respectivamente*, very coarse, coarse, medium, fine* e *very fine*.

O refinamento designado como 6 representa o refinamento padrão do Plaxis (*coarse*) acrescentando o refinamento no entorno da cortina (*refine line*). O refinamento designado como 7 representa as duas áreas (clusters) próximas da cortina mais refinadas e o 8 o refinamento gradativo das áreas.

Finalmente, no refinamento designado grau 9, indicado na Figura 63, incorporou-se ao grau 8 o refinamento no entorno da cortina. Este refinamento, grau 9, foi tomando como a malha de referência na Tabela 13.

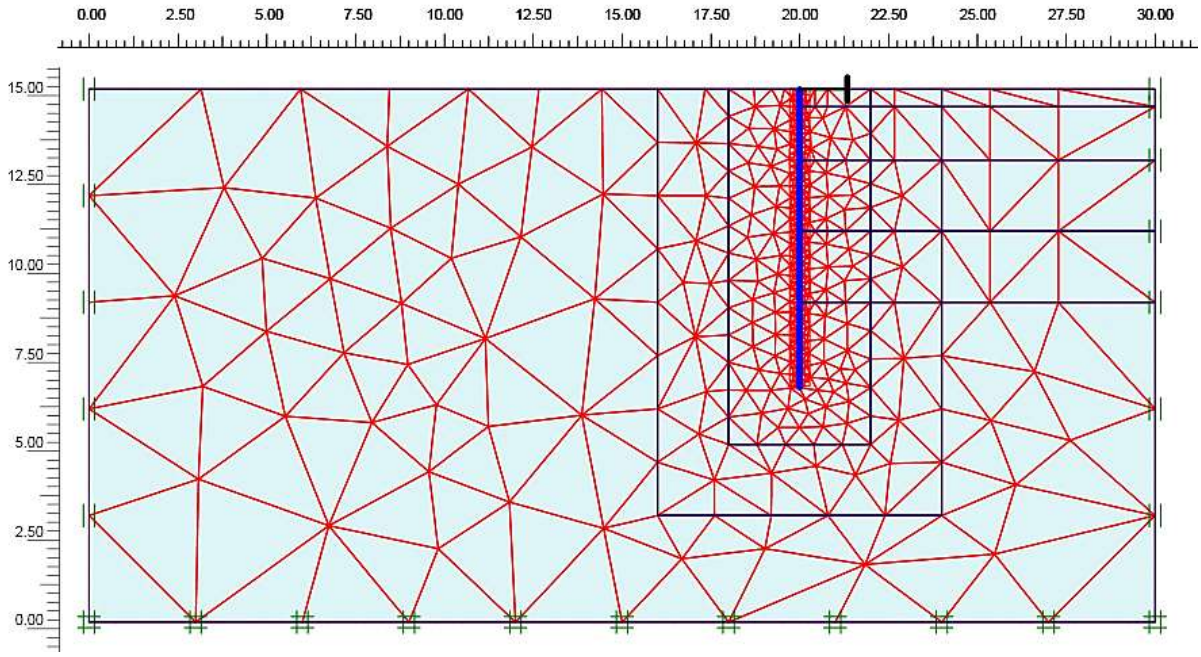



Figura 63 - Malha utilizada como referência, nomeada grau 9.

Os resultados de momento máximo na cortina e força na estronca para outros tipos de refinamento foram comparados aos obtidos com a malha de referência e estão representados em diferença percentual na Tabela 13.

A influência do refinamento da malha foi pequena como mostra a Figura 64, indicando diferenças desprezíveis para valores de momento máximo. Quanto à força na estronca, nota-se uma variação pouco significativa nos resultados com a melhora da malha. Observa-se ainda, que as maiores diferenças ocorrem para uma malha mais aberta.

Tabela 13 - Momento máximo ($M_{máx}$) e força na estronca (A) para diferentes malhas.

| Malha | Grau de refinamento | A (kN/m) | A Dif % | Mmáx (kNm/m) | $M_{máx}$ Dif % |
|---|---|---|---|---|---|
| Very coarse | 1 | 63,51 | -9,3% | 166,78 | 3,1% |
| Coarse | 2 | 63,13 | -9,9% | 162,35 | 0,4% |
| Medium | 3 | 67,81 | -3,2% | 162,53 | 0,5% |
| Fine | 4 | 66,44 | -5,2% | 164,00 | 1,4% |
| Very fine | 5 | 68,65 | -2,0% | 161,13 | -0,4% |
| Refinada na parede | 6 | 63,29 | -9,7% | 162,81 | 0,7% |
| Cluster por igual | 7 | 66,55 | -5,0% | 164,17 | 1,5% |
| Cluster gradação | 8 | 68,88 | -1,7% | 164,15 | 1,5% |
| Cluster gradação + parede | 9 | 70,06 | - | 161,75 | - |

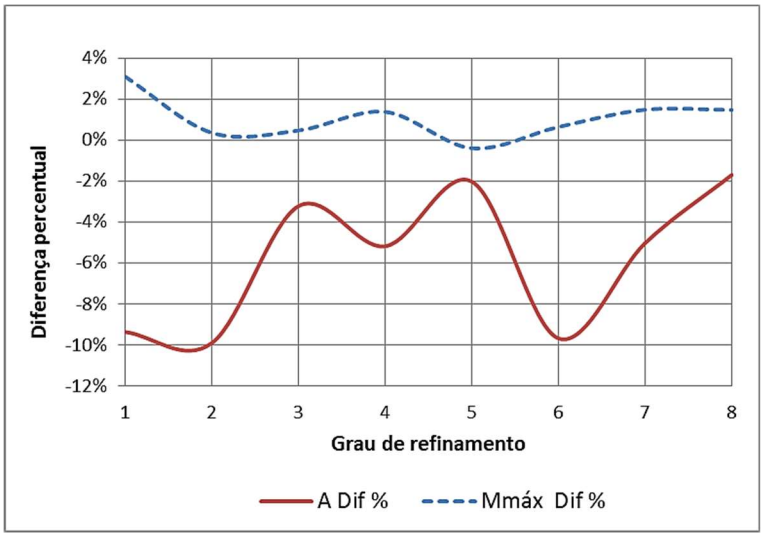



Figura 64 - Diferença percentual para malha mais refinada e demais refinamentos para resultados de força na estronca (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$).

Essas variações são pequenas com o aumento da discretização do modelo (refinamento da malha) porque foram utilizados elementos isoparamétricos de 15 nós e função de interpolação de 4ª ordem, que já conferem boa precisão.

### 3.1.3 Influência do número de etapas construtivas

Foram modeladas escavações com diferentes números de etapas construtivas, objetivando avaliar sua interferência nos resultados. Como era de se esperar, dado que o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* é elasto-plástico, não

foram observadas mudanças nos resultados, portanto, estes não serão apresentados.

### 3.1.4 Influência da largura da cava

Várias larguras de escavação foram modeladas e seus resultados de força na estronca e momento máximo na cortina foram comparados ao cálculo analítico, que não considera a largura de escavação. A diferença encontrada é representada em percentual na Tabela 14 e na Figura 65.

Tabela 14 - Força na escora (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras de escavação no Plaxis e o valor analítico.

| L/2 (m) | A (kN/m) | A Dif % | $M_{máx}$ (kNm/m) | $M_{máx}$ Dif % |
|---|---|---|---|---|
| Analítico | 56,16 | - | 162 | - |
| 2 | 63,75 | 14% | 177,10 | 9,3% |
| 4 | 65,69 | 17% | 165,31 | 2,0% |
| 6 | 66,57 | 19% | 164,02 | 1,2% |
| 8 | 68,46 | 22% | 164,74 | 1,7% |
| 10 | 70,06 | 25% | 161,75 | 0,2% |
| 12 | 71,12 | 27% | 161,35 | 0,4% |
| 14 | 70,85 | 26% | 160,07 | 1,2% |
| 16 | 70,90 | 26% | 159,25 | 1,7% |

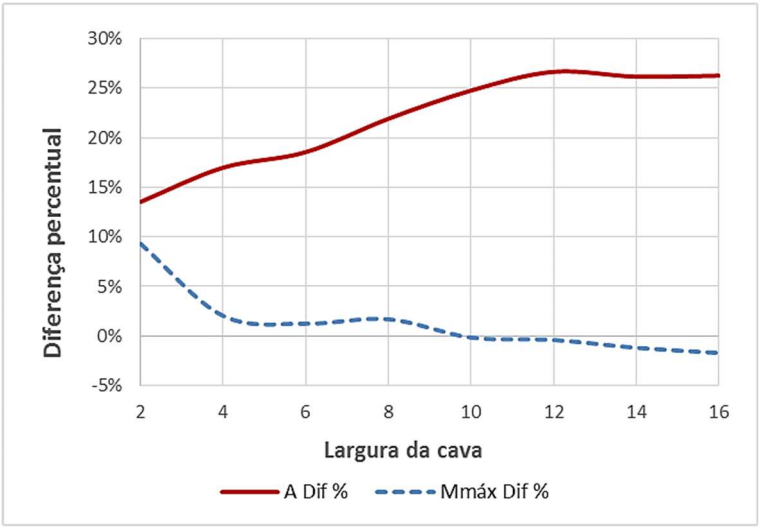



Figura 65 - Diferença percentual entre o valor analítico e resultados do Plaxis para força na estronca (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras de escavação.

É possível verificar que o momento fletor foi próximo ao analítico para as várias larguras de escavação, com exceção para a largura de 2m, que impõe uma grande restrição aos deslocamentos, provocando maiores momentos na cortina.

Já os resultados de força na estronca fornecidos na simulação foram de 14 a 27% maior que o valor analítico, podendo-se observar uma tendência de um limite máximo para essa diferença, para larguras superiores a 10m, como observado na Figura 65.

### 3.1.5 Influência da largura atrás da escavação (influência do contorno)

Foram analisadas também diferentes larguras atrás da escavação, ou seja, largura de solo retido na cortina. Os resultados estão apresentados na Tabela 15 e na Figura 66.

É possível observar que os resultados de força na estronca são muito semelhantes a partir de uma largura de 20 m, neste caso, indicando ser esta uma boa largura para a modelagem, evitando interferência devido às condições de contorno. Para larguras menores que a mencionada, os resultados são moderadamente afetados, inclusive no valor de momento máximo na cortina, que se mostrou pouco variável na maior parte das análises anteriores.

Tabela 15 - Força na estronca (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras atrás da escavação no Plaxis e o valor analítico.

| L (m) | A (kN/m) | A Dif % | $M_{máx}$ (kNm/m) | $M_{máx}$ Dif % |
|---|---|---|---|---|
| Analítico | 56,16 | - | 162 | - |
| 5 | 64,56 | 15% | 154,34 | -4,7% |
| 10 | 61,15 | 9% | 144,45 | -10,8% |
| 15 | 65,31 | 16% | 153,8 | -5,1% |
| 20 | 70,06 | 25% | 161,75 | -0,2% |
| 25 | 71,89 | 28% | 167,51 | 3,4% |
| 30 | 71,74 | 28% | 168,76 | 4,2% |

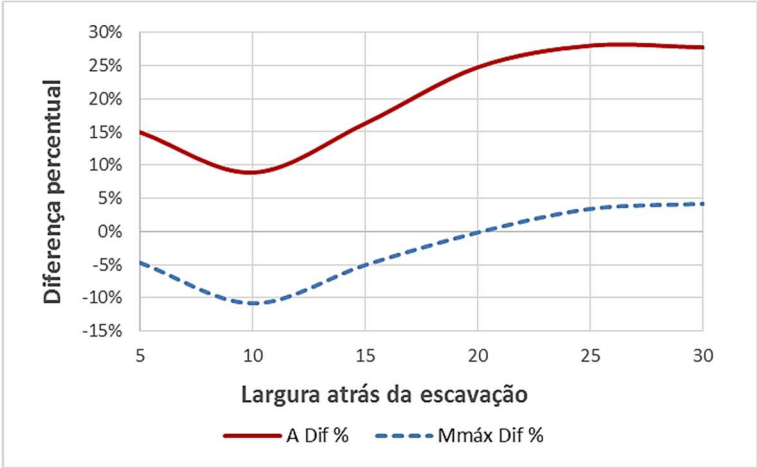



Figura 66 - Diferença percentual entre o valor analítico e resultados do Plaxis para força na escora (A) e momento máximo na cortina ($M_{máx}$) para várias larguras atrás da escavação.

### 3.1.6 Avaliação das tensões e deslocamentos ao longo das etapas de construção

As tensões horizontais e deslocamentos da cortina ao longo da construção foram estudados para a escavação anterior item 3.1, com os mesmos parâmetros para solo e estruturas, Tabela 8 a Tabela 10, porém com meia largura de cava de 6 m, como na Figura 67.

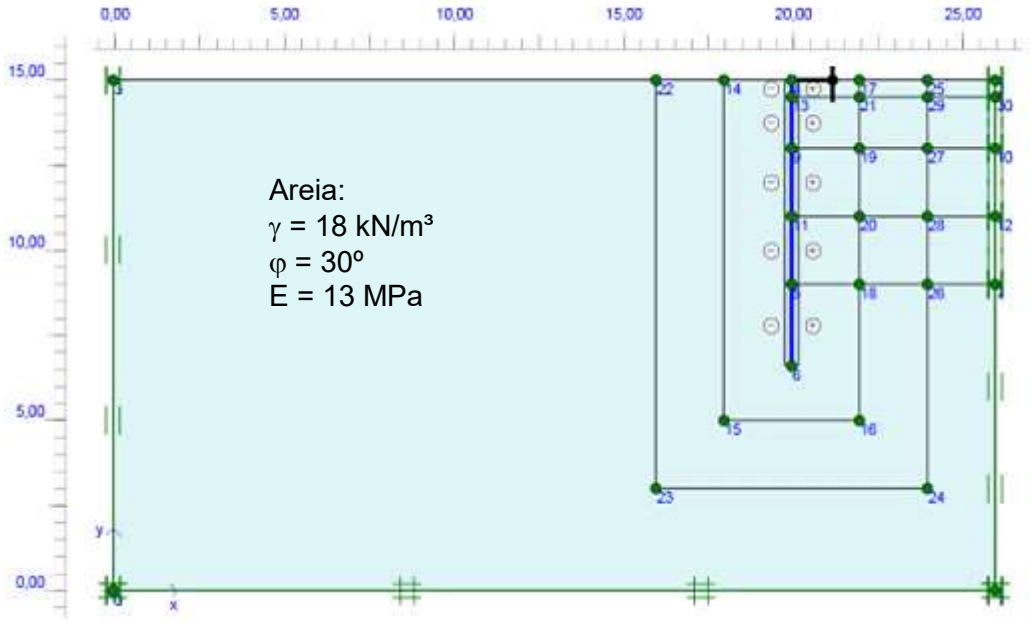



Figura 67 - Geometria da escavação para análise ao longo das etapas de escavação.

Esperava-se que as tensões horizontais na fase de instalação da parede fossem iguais às tensões horizontais no repouso, porém observou-se diferença nos resultados. A ativação da parede diafragma gera um novo equilíbrio na malha resultando numa nova distribuição de tensões e deslocamentos.

Na Figura 68 observa-se uma diferença entre as tensões calculadas pelo Plaxis na instalação da parede e as tensões horizontais no repouso, no topo da cortina. Já na Figura 69 é possível verificar um deslocamento de cerca de 0,5 mm no topo devido à ativação da parede.

Este resultado sinaliza a necessidade de se zerar os deslocamentos após a fase de ativação da parede, na versão 8.2 do Plaxis. Desse modo, as análises seguintes tiveram esse cuidado.

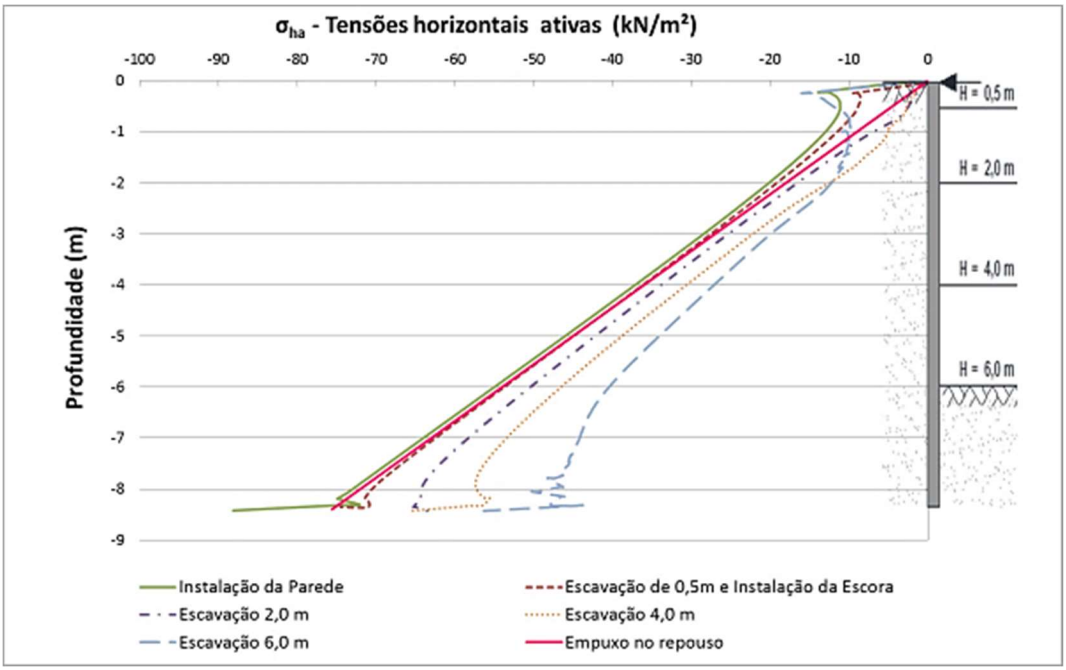



Figura 68 - Evolução das tensões horizontais para as diversas etapas de escavação fornecidas pelo Plaxis e tensões horizontais no repouso.

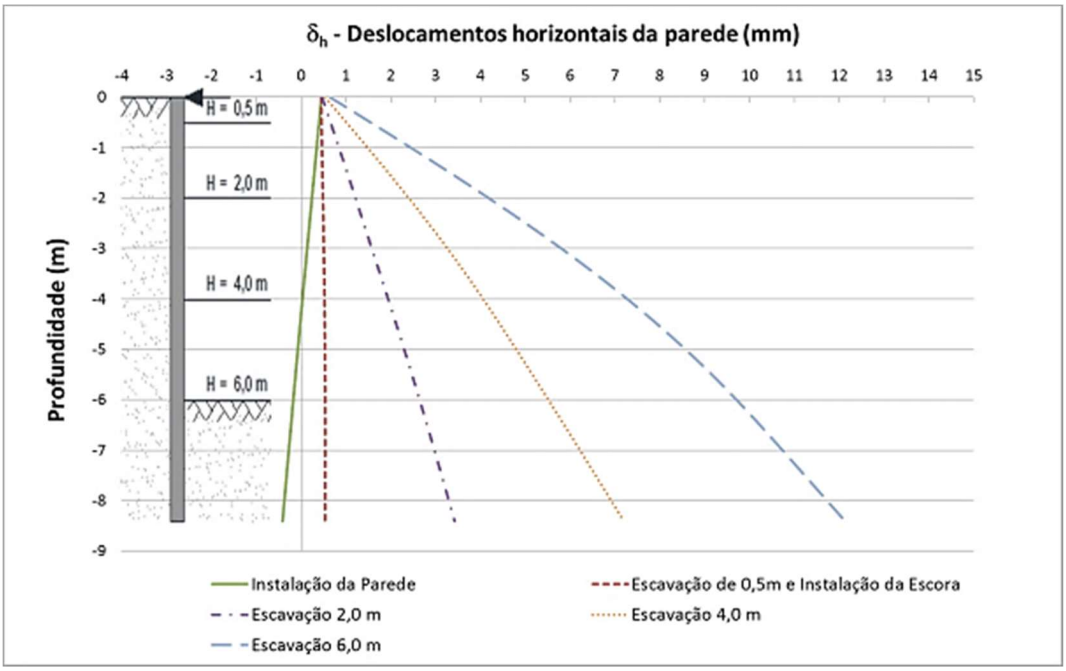



Figura 69 - Deslocamentos horizontais para as diversas etapas de escavação fornecidas pelo Plaxis.

### 3.1.7 Comparação entre modelos *Mohr-Coulomb* (MC) e *Hardening Soil* (HS)

Ao examinar a distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, verificaram-se valores elevados para os mesmos, particularmente na região da ficha, devido principalmente a três fatores:

i) Módulo de elasticidade da areia utilizado muito baixo (E=13 MPa);
ii) Modelo *Mohr-Coulomb*, que se mostra pouco adequado por não incorporar a diferença entre módulos de carregamento e descarregamento;
iii) Alta rigidez da parede diafragma, espessura de 1,265 m, resultando em parcela elevada de deslocamento de corpo rígido.

A partir dessas conclusões, optou-se por fazer uma análise com adoção de novos parâmetros geotécnicos e de parede diafragma, além de avaliar o impacto de se utilizar o modelo HS no lugar do MC. Os dados para essas análises podem ser consultados na Tabela 16 à Tabela 19.

Para o solo será considerada uma areia bem graduada medianamente compacta, $N_{SPT} \cong 12$, para obtenção de novo módulo. Segundo Kulhawy e Mayne (1990), o módulo de elasticidade para areias bem graduadas está entre os valores de 18 e 72 MPa. Optou-se por utilizar a correlação para módulos de elasticidade de areias proposto por Freitas (2010), equação (52). Tal equação foi proposta para trajetória de compressão e assume o valor máximo apresentado para areias puras. Adotando-se uma areia com $N_{SPT} \cong 12$, obtém-se o módulo de elasticidade igual a 72 MPa. Optou-se por usar um valor mais conservativo, 40% menor, igual 43,2 MPa.

$$E_s = 8000.N_{60}^{0,8} \tag{52}$$

onde: $E_s$ é o módulo de elasticidade assumido como módulo secante;

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

A equação (53), obtida de Cavalcante (2002), é utilizada para obter os valores de $N_{60}$ a partir do $N_{SPT}$ do ensaio brasileiro.

$$N_{60} = 1{,}38.N_{SPT} \tag{53}$$

onde: $N_{SPT}$ é a resistência à penetração fornecida no ensaio SPT brasileiro.

Para as análises com o modelo HS, utilizam-se três módulos de elasticidade: o secante para 50% da tensão de ruptura ($E_{50}$), o oedométrico ($E_{oed}$) e o de descarregamento ($E_{ur}$), onde os dois últimos podem ser expressos como nas equações (54) e (55).

$$E_{oed} = \frac{E_{tc}(1-v)}{(1+v).(1-2v)} \tag{54}$$

onde: $E_{oed}$ é o módulo oedométrico;

$E_{tc}$ é o módulo do ensaio triaxial de compressão;

$\nu$ é o coeficiente de Poisson.

A equação seguinte é recomendada por Brinkgreve et al. (2002), sendo padrão utilizado no Plaxis.

$$E_{ur} = 3.E_{50} \quad (55)$$

onde: $E_{ur}$ é o módulo de descarregamento;

$E_{50}$ é o módulo secante para 50% da tensão de ruptura.

No manual do Plaxis há uma orientação sobre o peso w para elementos de placa, onde w é o peso específico do material em excesso ao do solo, posteriormente multiplicado pela espessura do elemento de placa. Assim, tendo em vista que o peso do concreto armado e do solo são 25 e 18 kN/m³, respectivamente, e a espessura da parede é 50 cm, chega-se a um peso w igual a 3,5 kN/m/m.

Tabela 16 - Parâmetros do solo (Modelo MC)

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Peso específico | $\gamma$ | 18 | kN/m³ |
| Permeabilidade horizontal | $k_x$ | 1 | m/dia |
| Permeabilidade vertical | $k_y$ | 1 | m/dia |
| Módulo de elasticidade | $E_{ur}$ | 129.000 | kPa |
| Coeficiente de Poisson | $\nu$ | 0,3 | - |
| Coesão | $c_{ref}$ | 1 | kPa |
| Ângulo de atrito | $\varphi$ | 30 | ° |
| Ângulo de dilatância | $\psi$ | 0 | ° |

Tabela 17 - Parâmetros do solo (Complementares para modelo HS)

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Módulo de elasticidade | $E_{ref}$ | 43.200 | kPa |
| Módulo oedométrico | $E_{oed}$ | 58.154 | kPa |
| Módulo de descarregamento | $E_{ur}$ | 129.000 | kPa |
| Expoente m | m* | 0,5 | |
| Razão de ruptura | $R_f$** | 0,9 | |

* O expoente m define o nível de dependência da rigidez com o nível de tensões. Para areias recomenda-se utilizar m = 0,5.
** Em geral, o valor de Rf situa-se entre 0,7 e 0,95. Optou-se por utilizar o valor padrão do programa igual 0,9.

Tabela 18 - Parâmetros da estronca

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Rigidez axial | EA | $2 \times 10^6$ | kN |
| Espaçamento entre estroncas | $L_s$ | 1 | M |
| Força máxima | $F_{máx,comp}$ | $1 \times 10^{15}$ | kN |
| | $F_{máx,tens}$ | $1 \times 10^{15}$ | kN |

Tabela 19 - Parâmetros da parede diafragma

| Parâmetro | Representação | Valor | Unidade |
|---|---|---|---|
| Rigidez axial | EA | $10,5 \times 10^6$ | kN/m |
| Rigidez à flexão | EI | $2,188 \times 10^5$ | kNm²/m |
| Espessura equivalente | d | 0,5 | M |
| Coeficiente de Poisson | $\nu$ | 0,15 | - |
| Peso | w | 3,5 | kN/m/m |

A seguir serão apresentados e detalhados resultados obtidos para deslocamentos horizontais da cortina, tensões horizontais no solo e momentos fletores na cortina.

Devido ao aumento da rigidez do solo de 13 MPa para 129 MPa, os deslocamentos diminuíram de cerca de 12 para 2,4 mm, como pode-se observar na Figura 69 e Figura 70. Além disso, o comportamento da curva de deslocamentos teve mudança significativa devida também à diminuição da rigidez da parede. Nota-se, nessas mesmas figuras, que a segunda possui um comportamento à flexão predominante, com diminuição dos deslocamentos na região da ficha.

Comparando-se os deslocamentos da Figura 70, para o modelo *Mohr-Coulomb* (MC) com os da Figura 71, para o modelo *Hardening Soil* (HS), observa-se que os deslocamentos máximos são subestimados neste primeiro. Além disso, o modelo hiperbólico apresenta deslocamentos bem superiores ao de *Mohr-Coulomb* para a etapa de escavação de 4 m.

Com relação às tensões, diferenças maiores entre os dois modelos podem ser observadas nas duas últimas etapas da escavação. No modelo MC as distribuições das tensões horizontais foram subestimadas aproximadamente até a profundidade da escavação de cada etapa. Além disso, no modelo MC há muitos pontos de concentrações de tensões, enquanto que no HS o comportamento é mais suave, como pode ser visto na Figura 72 e na Figura 73, respectivamente.

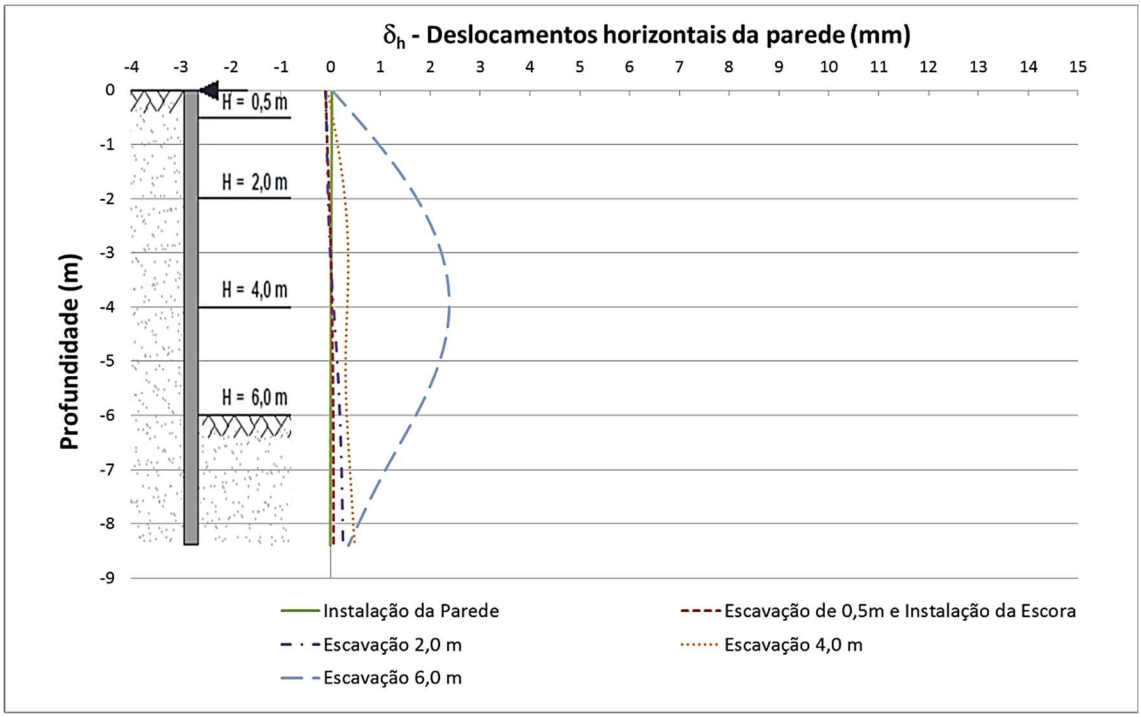



Figura 70 - Deslocamentos horizontais para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Mohr-Coulomb*.

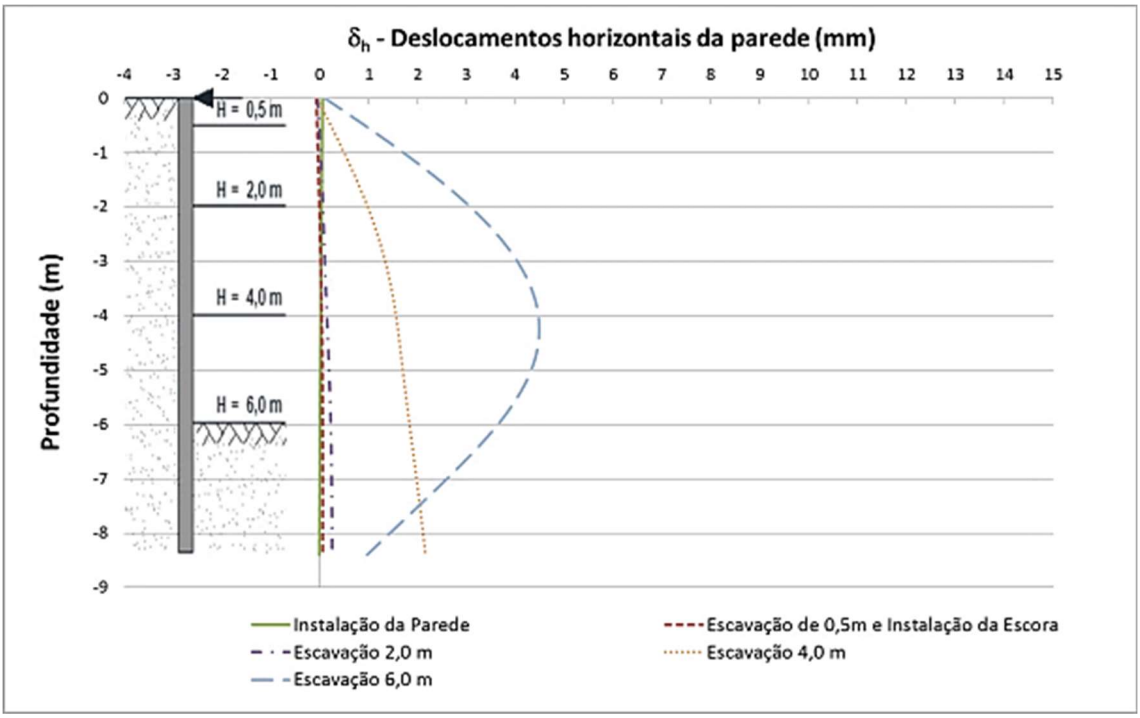



Figura 71 - Deslocamentos horizontais para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Hardening Soil*.

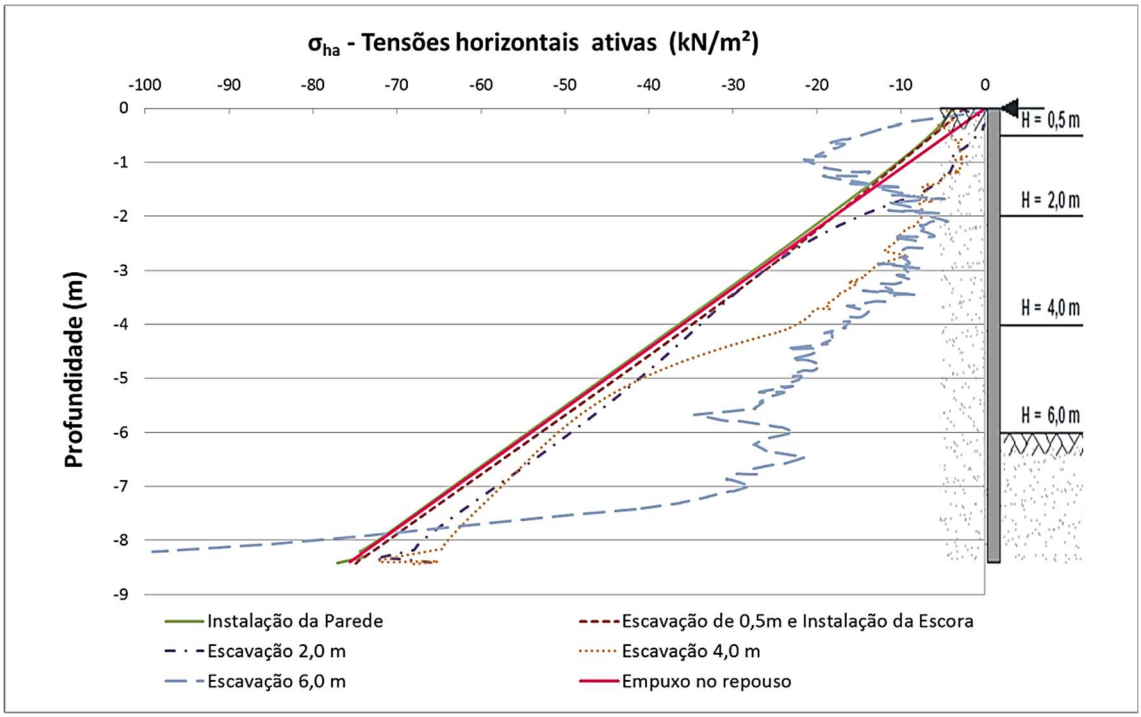



Figura 72 - Tensões horizontais ativas para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Mohr-Coulomb* e tensões horizontais no repouso.

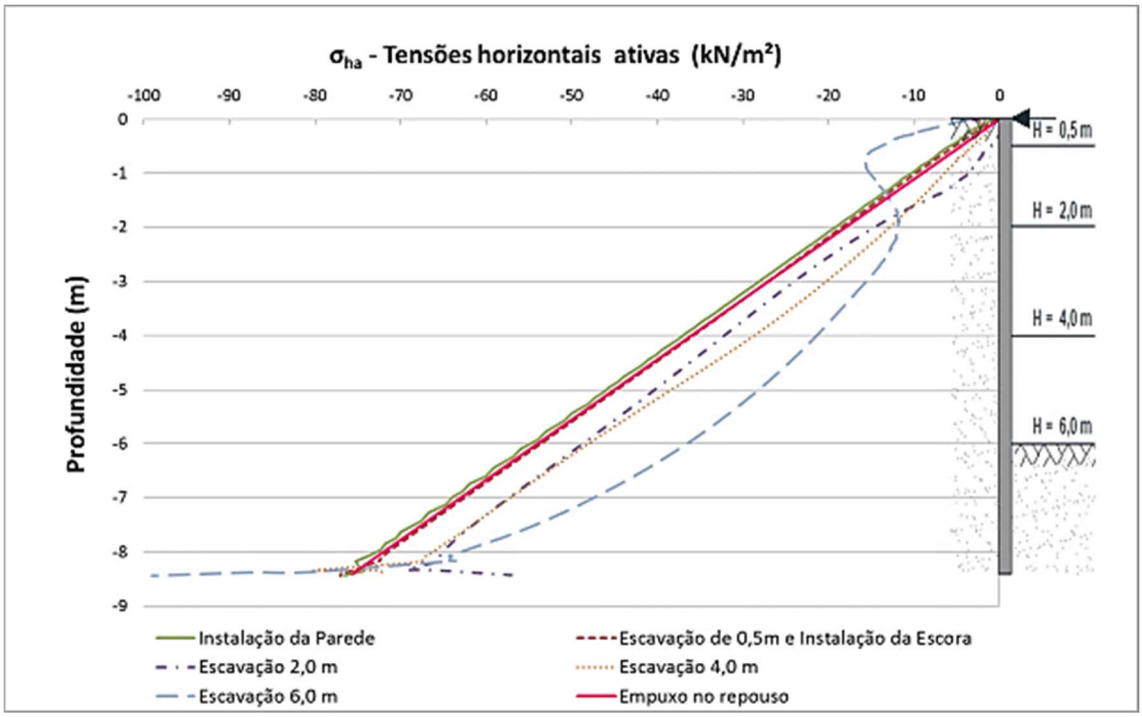



Figura 73 - Tensões horizontais para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Hardening Soil* e tensões horizontais no repouso.

Observa-se também, que a diferença entre as tensões horizontais no repouso e às tensões devido à ativação da parede é muito pequena, devido ao cuidado de zerar os deslocamentos na fase de ativação da parede, juntamente com o aumento da rigidez do solo.

Com relação aos momentos fletores, os dois modelos apresentaram comportamentos diferentes. Uma maior variação pode ser observada nas duas últimas etapas da escavação. Observa-se, mais uma vez, que o modelo MC forneceu valores menores que o HS. Para a última etapa de escavação, o modelo HS calculou aproximadamente 130 kNm/m, enquanto que o modelo MC retornou apenas cerca de 80 kNm/m. Este comportamento pode ser visto na Figura 74 e na Figura 75.

A Tabela 20 fornece um resumo dos valores de força da estronca (A), momento fletor máximo ($M_{máx}$) e deslocamento horizontal máximo ($\delta_h$) da parede para a última fase de escavação para os modelos MC e HS.

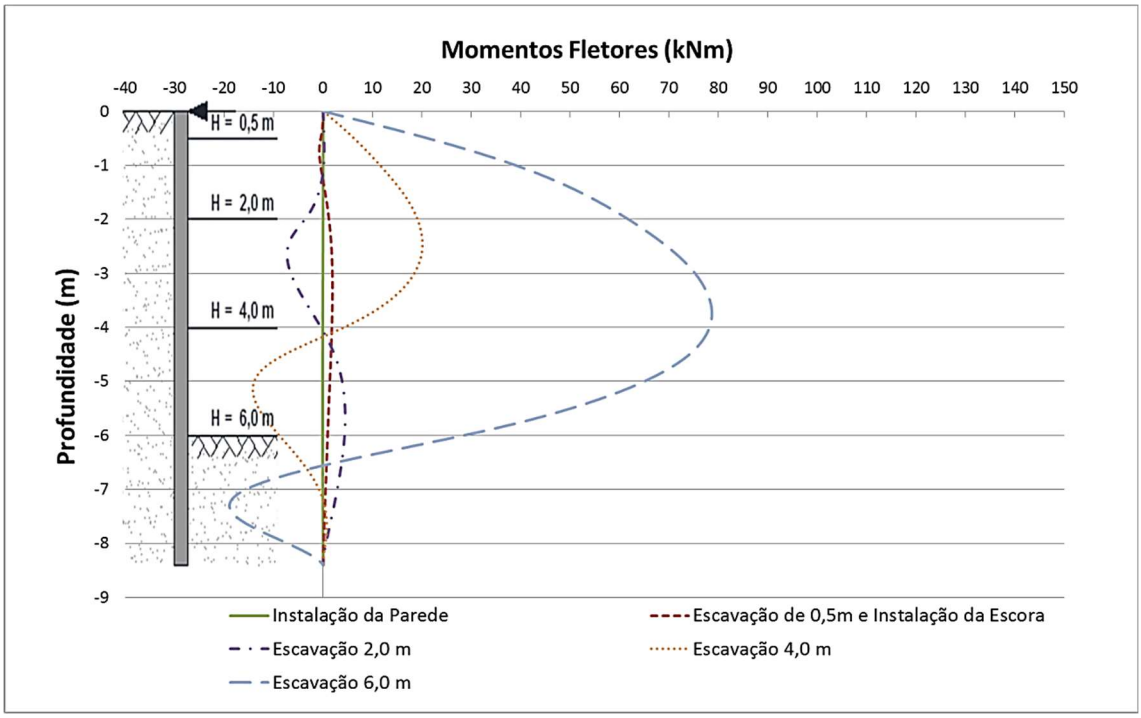



Figura 74 - Momentos fletores para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Mohr-Coulomb*.

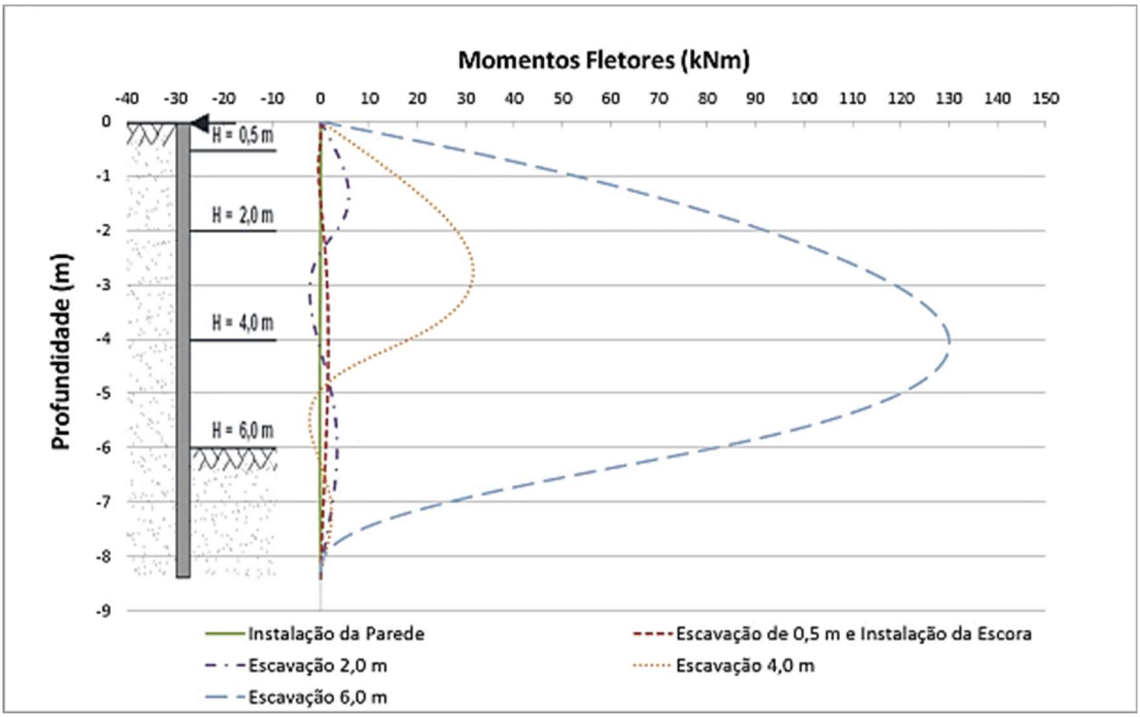



Figura 75 - Momentos fletores para as diversas fases de construção fornecidas pelo Plaxis utilizando modelo *Hardening Soil*.

Tabela 20 - Valores de força na estronca (A), momento máximo ($M_{máx}$) e deslocamento horizontal máximo ($\delta_h$) para a última fase de escavação.

| Modelo | A (kN/m) | $M_{máx}$ (kNm/m) | $\delta_h$ (mm) |
|---|---|---|---|
| *Mohr-Coulomb* | 43,34 | 78,66 | 2,38 |
| *Hardening Soil* | 57,55 | 130,09 | 4,49 |

Cabe ressaltar que o fator de segurança para esta modelagem foi aproximadamente 1,4. Como o fator de segurança é menor que 2, como destacado por Gouw (2014), os deslocamentos são subestimados quando se utiliza o modelo *Mohr-Coulomb*, estando coerente com os resultados aqui apresentados.

### 3.1.8 Comparação entre empuxos do Plaxis e por Rankine

A análise a seguir considerou a mesma geometria da escavação, parâmetros para o solo (modelo HS) e estruturas da análise anterior, item 3.1.7.

Utilizou-se o parâmetro $R_{inter}$ = 0,01, que é o menor valor possível no programa. Na tentativa se de aproximar ao máximo à hipótese de parede lisa de Rankine.

Como resultado dessa análise no Plaxis, obteve-se distribuições de tensões horizontais praticamente lineares, aproximando-se das distribuições de Rankine, como mostrado na Figura 76. Tal resultado pressupõe superfície de ruptura plana. De fato, o a região de plastificação do programa mostra a formação de uma superfície plana, conforme a Figura 77.

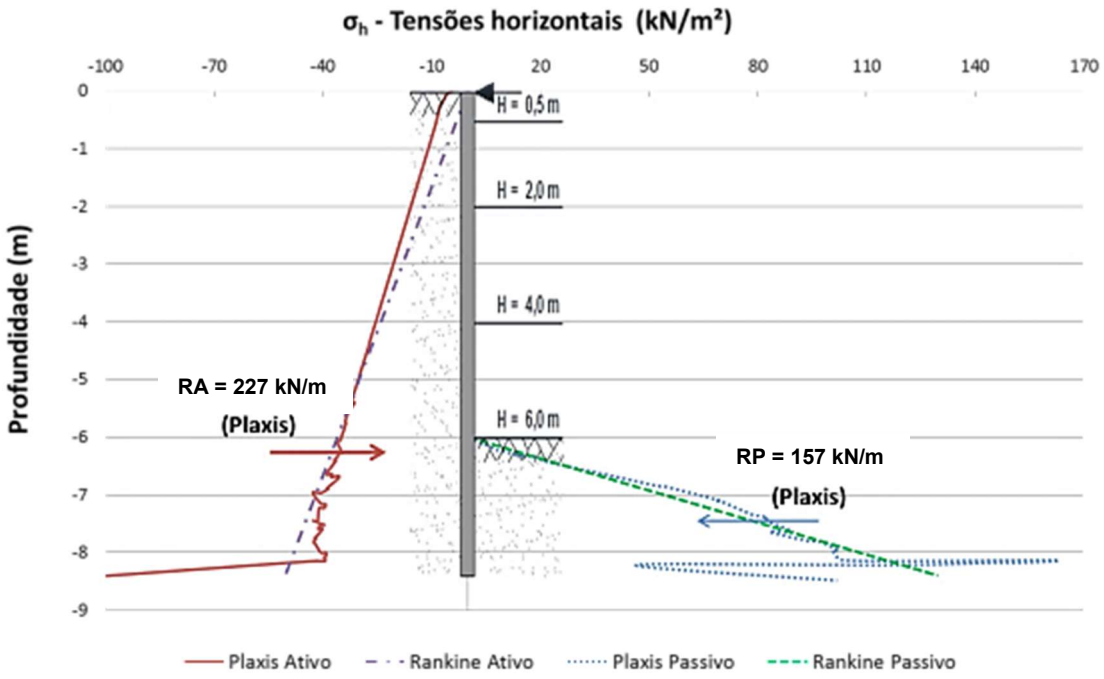



Figura 76 - Comparação entre empuxos de Rankine e Plaxis com $R_{inter}$ = 0,01.

A Tabela 21 compara os resultados do Plaxis com os de Rankine para as resultantes de empuxo ativa ($E_A$) e passiva ($E_P$), e as regiões de plastificação ativa ($\alpha_A$) e passiva ($\alpha_P$).

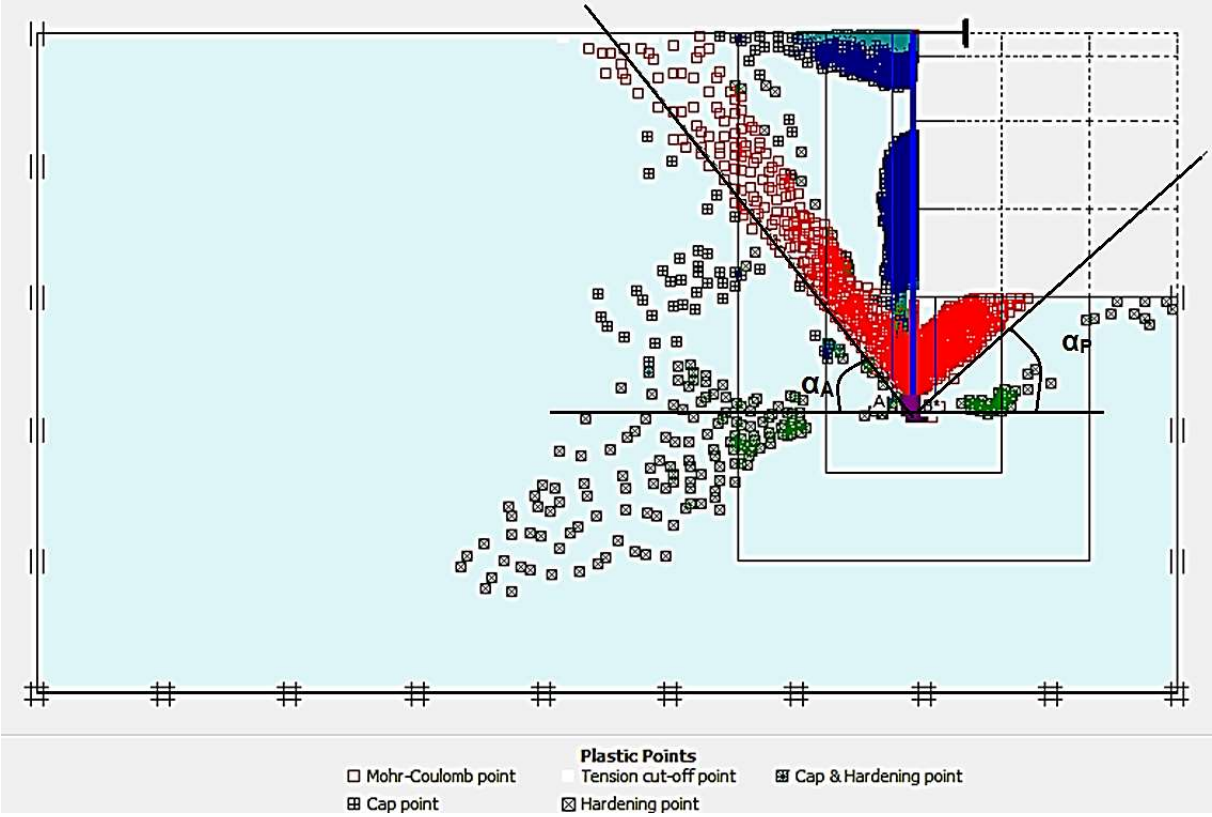



Figura 77 - Pontos de plastificação no Plaxis com $R_{inter}$ = 0,01.

Tabela 21 - Resultantes de empuxo e região de plastificação para Plaxis e Rankine.

| | RA (kN/m) | RP (kN/m) | $\alpha_A$ (º) | $\alpha_P$ (º) |
|---|---|---|---|---|
| Rankine | 210 | 155 | 60 | 15 |
| Plaxis | 227 | 157 | 50 | 40 |

A partir da Tabela 21 e Figura 76 observa-se que, tanto os valores das distribuições quanto das resultantes de empuxo foram muito próximos nas comparações entre Plaxis e Rankine.

O modelo de deslocamento de Rankine está associado à formação de ruptura plana. No Plaxis, obteve-se a formação de ruptura plana, porém com inclinações diferentes das previstas por Rankine. Além deste fator, outras premissas de Rankine são comparadas com a modelagem na Tabela 22.

Tabela 22 - Premissas da Teoria de Rankine vs Análise no Plaxis

| Rankine | Atende | Plaxis – Comentários |
|---|---|---|
| Muro perfeitamente liso (atrito solo-muro: $\delta = 0$). | Sim | $R_{inter}$ muito próximo de zero. |
| Deslocamentos de translação ou rotação pela base | Não | Rotação pelo topo.<br>Com um nível de apoio. |
| Modelo linear elástico. | Não | Modelo não linear elastoplástico. |

Nesta análise, o modo de deslocamento foi diferente das anteriores, aproximando-se muito do deslocamento de muros de arrimo com rotação pelo pé. No caso em apreço, os deslocamentos foram muito elevados e o fator de segurança próximo à unidade. Isto indica que as condições de tensões e plastificação mostradas na Figura 76 e Tabela 21 são muito próximas à condição de ruptura e que a teoria de Rankine é capaz de prever o modo de ruptura e as tensões para este tipo de estrutura.

## 3.2 Escavação hipotética com perfis metálicos e pranchas de madeira

As análises a seguir foram realizadas considerando uma contenção formada por perfis metálicos duplos W360 x 39,0 espaçados de 1,6 m, com pranchas de madeira na região escavada, conforme mostrado na Figura 78. Utilizou-se o modelo *Hardening Soil* e os mesmos parâmetros de solo e geometria da escavação do item 3.1.8, conforme a Figura 67 e informações da Tabela 16 à Tabela 18.

A Tabela 23 e a Figura 79 apresentam as principais características do perfil metálico e da prancha de madeira utilizada. Os dados dos perfis metálicos foram obtidos do catálogo de estacas da Gerdau e os dados da madeira obtidos da NBR 7190.

Este tipo de escavação corresponde a um problema essencialmente tridimensional, portanto para realizar uma análise bidimensional algumas simplificações foram realizadas de modo a considerar a contenção como uma parede contínua. Estas simplificações serão mostradas a seguir para o caso de considerar apenas a rigidez dos perfis isolados, no trecho da ficha; já para o trecho escavado considerando a rigidez combinada equivalente dos perfis e das pranchas de madeira.

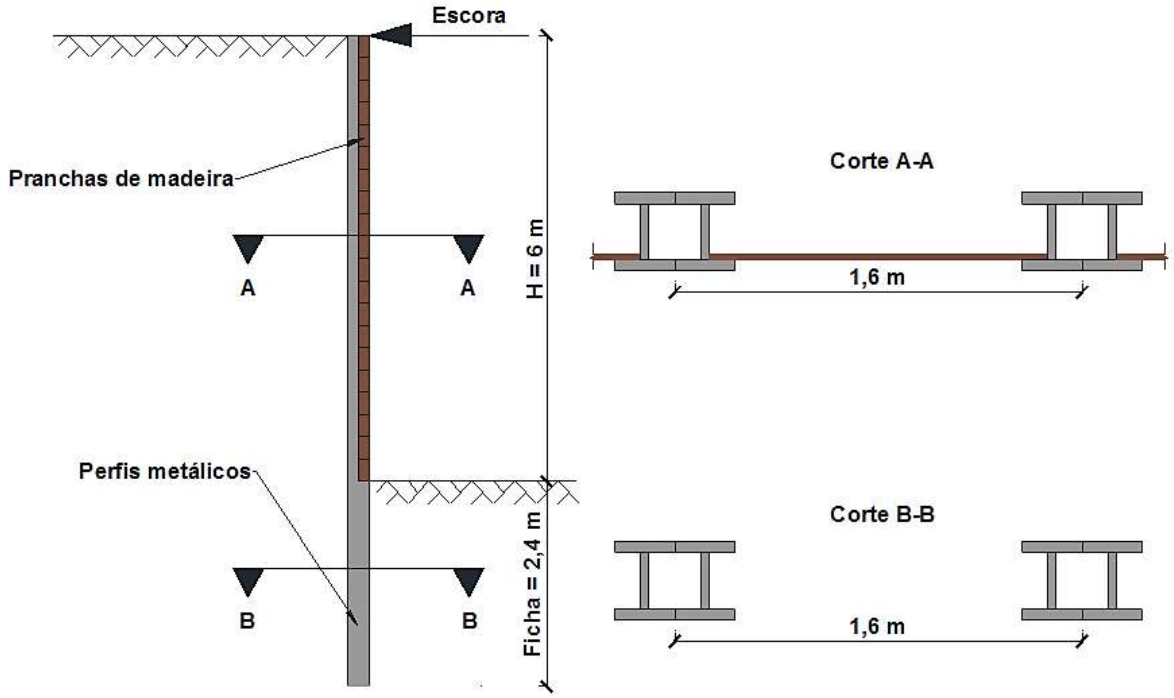



Figura 78 - Geometria esquemática da escavação e disposição dos perfis metálicos.

Tabela 23 - Dados dos materiais

| Dados do perfil metálico (individual) | |
|---|---|
| Perfil | W360 x 39,0 |
| Mesa $b_f$ (mm) | 128 |
| Altura d (mm) | 353 |
| $t_w$ (mm) | 6,5 |
| $t_f$ (mm) | 10,7 |
| E (kPa) | $2,05 \times 10^8$ |
| A (mm²) | 4894,60 |
| $I_x$ (m⁴) | $1,033 \times 10^4$ |
| $\gamma$ (kN/m³) | 77 |
| EA (kN) | $1,003 \times 10^6$ |
| EI (kNm²) | $2,118 \times 10^4$ |

| Dados da pranchada de madeira | |
|---|---|
| Tipo de madeira | Maçaranduba |
| Espessura (cm) | 5 |
| Largura (m) | 1,4655 |
| E (kPa) | $1,82 \times 10^7$ |
| A (m²) | $7,328 \times 10^{-2}$ |
| $I_x$ (m⁴) | $1,527 \times 10^{-5}$ |
| $\gamma$ (kN/m³) | 11,43 |
| EA (kN) | $1,33 \times 10^6$ |
| EI (kNm²) | $2,78 \times 10^2$ |

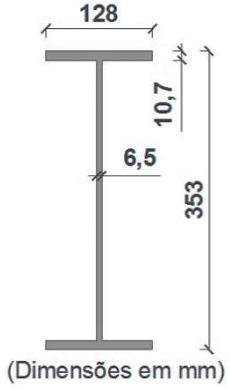



Figura 79 - Dimensões do perfil metálico W360 x 39,0.

i) Trecho da ficha - perfis isolados:

Os dados de entrada no Plaxis para a parede de perfis descontínuos (trecho da ficha) foram obtidos dividindo-se a rigidez axial e a rigidez à flexão de dois perfis pelo espaçamento de 1,6 m.

Além disso, o peso w foi obtido pela diferença entre o peso específico do aço e do solo, 77 e 18 kN/m³, respectivamente, multiplicado pela espessura da cortina retangular fictícia equivalente em área. A seção de perfis duplos, como mostrada na Figura 78, tem área igual a 9789,2 mm² e se repete a cada 1,6 m. Se a parede fosse contínua, em 1 m a área seria de 6118,25 mm². Considerando um elemento retangular de 1 m de extensão, este corresponderia às dimensões 6,12 mm x 1,0 mm, assim w seria igual a 0,36 kN/m/m.

Análises de sensibilidade com relação ao parâmetro w foram realizadas. Observou-se que pequena mudança neste parâmetro gera diferenças pouco significativas nos resultados das análises. Assim sendo, optou-se por adotar w= 0,50 kN/m/m.

A Tabela 24 apresenta os dados de entrada no Plaxis para a modelagem da parede contínua equivalente no trecho da ficha, formada apenas pelos perfis metálicos.

Tabela 24 - Dados de entrada no Plaxis da parede no trecho da ficha

| Entrada de dados Perfis/m | |
|---|---|
| EA (kN/m) | $1{,}25 \times 10^6$ |
| EI (kNm²/m) | $2{,}65 \times 10^4$ |
| w (kN/m/m) | 0,50 |

ii) Trecho escavado - perfis com pranchada:

O cálculo da rigidez equivalente do perfil com pranchada foi feito baseado no conceito de flexão de vigas compostas por mais de um material. A metodologia pode ser encontrada em Beer-Johnston (1982) e Hibbeler (2010) e será brevemente abordada a seguir.

Define-se um fator de transformação “n” como a relação entre o módulo de elasticidade da madeira e do aço, resultando num valor adimensional menor que 1.

Este fator indica que a seção transversal da madeira de largura L deve ser reduzida para uma largura L'=n.L. Assim, a madeira estará sendo "transformada" em aço e o centroide e o momento de inércia da seção equivalente podem ser calculados.

A partir dos dados das tabelas anteriores, obtém-se um valor de n=0,089, resultando numa redução da largura da prancha de madeira de L=1,4655 m para L'=130 mm. A Figura 80 mostra a seção real do perfil com pranchada e a Figura 81 a seção equivalente transformada para aço, da qual se calculam o centroide e o momento de inércia. A rigidez à flexão equivalente é então obtida pela multiplicação do módulo de elasticidade do aço pelo momento de inércia desta seção equivalente e, posteriormente dividido pelo espaçamento entre perfis.

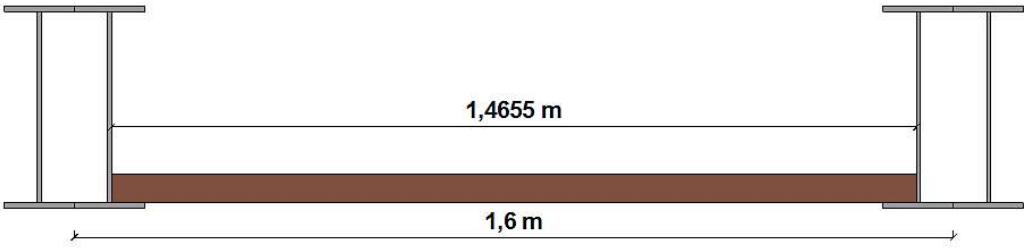



Figura 80 - Seção real composta por perfil duplo de aço e prancha de madeira.

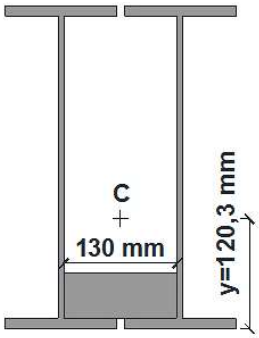



Figura 81 - Seção equivalente em aço para cálculo das propriedades geométricas.

Pacheco (2016) considera mais adequada a consideração do perfil isolado uma vez que não há uma ligação rígida entre as pranchas e os perfis metálicos.

A rigidez axial equivalente foi calculada pela soma da rigidez do perfil e da prancha, esta soma é então dividida pelo espaçamento entre perfis. Com relação ao

peso w, adotou-se o mesmo valor para a cortina do trecho escavado, uma vez que a influência do peso da madeira é muito pequena, devido inclusive a seu peso específico ser inferior ao do solo. Os parâmetros para o material equivalente no trecho da escavação estão apresentados por metro linear na Tabela 25.

Tabela 25 - Dados de entrada no Plaxis da parede no trecho da escavação

| Seção Homogênea | | | |
|---|---|---|---|
| $y_{perfil}$ (mm) | 176,5 | n ($E_M/E_A$) | 0,089 |
| $A_{perfil}$ (mm²) | 9789,2 | $L_M$(mm) = n.L | 130 |
| $y_{madeira}$ (mm) | 35,7 | $E_{Aço}$ (kPa) | $2,05 \times 10^8$ |
| $A_{madeira}$ (mm²) | 6500 | EI (kNm²) | $5,72 \times 10^4$ |
| $y_{composto}$ (mm) | 120,3172 | $EI_{Eq}$ (kNm²/m) | $3,57 \times 10^4$ |
| $I_{composto}$ ($m^4$) | $2,79 \times 10^4$ | $EA_{Eq}$ (kN/m) | $2,09 \times 10^6$ |

A fim de comparar a influência da rigidez das pranchas de madeira, no trecho acima da escavação, realizou-se uma primeira análise considerando apenas a rigidez dos perfis isolados e outra combinando a rigidezes dos perfis e das pranchas no trecho escavado.

A seguir são apresentados os resultados para deslocamentos, tensões e momentos fletores obtidos nas análises com modelo HS, para a escavação de 6 m, com 2,4 m de ficha e meia largura de escavação de 6 m. Foi considerado o valor de $R_{inter}$ = 0,67 como proposto no manual do programa.

Os resultados apresentados em linha cheia consideram perfil com pranchada no trecho escavado e apenas perfil no trecho da ficha. Já os representados em linhas tracejadas referem-se à análise apenas com os perfis em toda a extensão da cortina.

Observa-se, primeiramente, uma pequena diminuição dos deslocamentos com a presença da rigidez das pranchas, em contrapartida a um aumento do momento fletor, devido à maior restrição aos deslocamentos. Esse comportamento pode ser observado na Figura 82 e na Figura 83, respectivamente.

A Tabela 26 resume os valores dessas análises para resultados de força na estronca (A), momento fletor máximo ($M_{máx}$) e deslocamentos horizontais máximos ($\delta_h$), para ambos os casos, perfis isolados em toda a extensão da cortina e perfil com pranchada no trecho escavado.

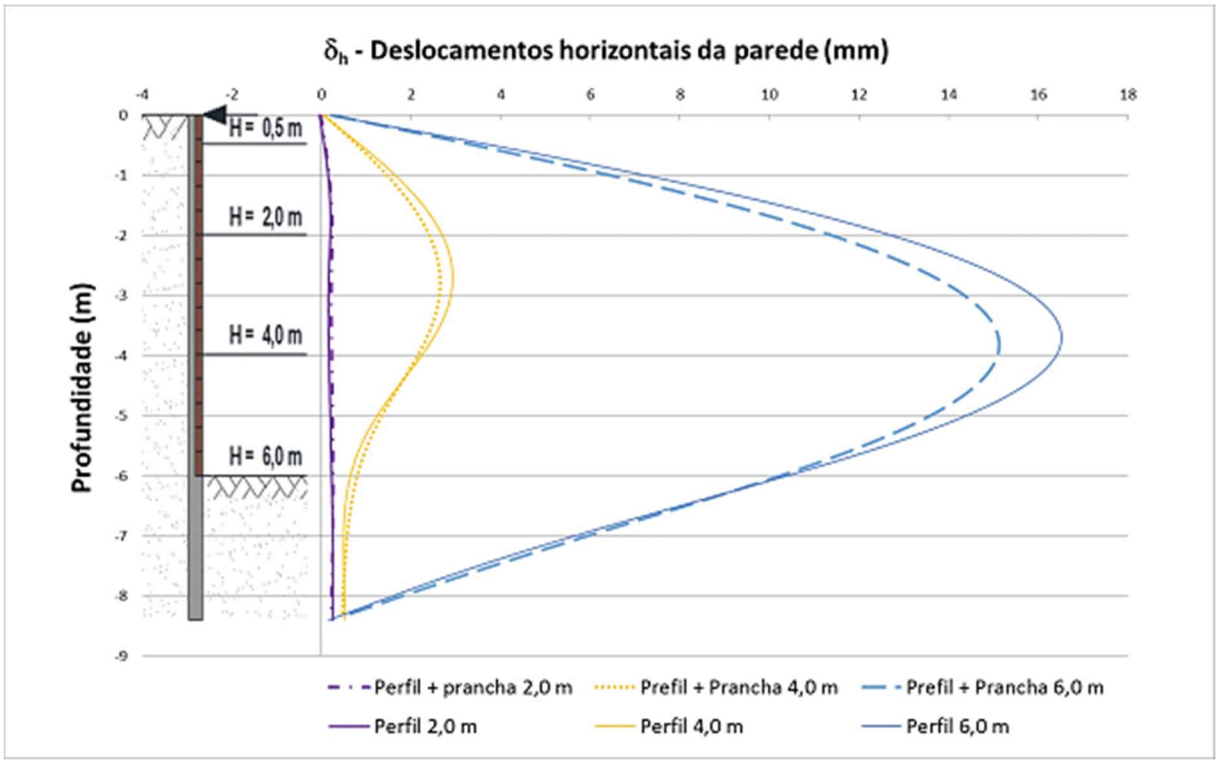



Figura 82 - Deslocamentos horizontais para cortina com e sem pranchas no trecho escavado.

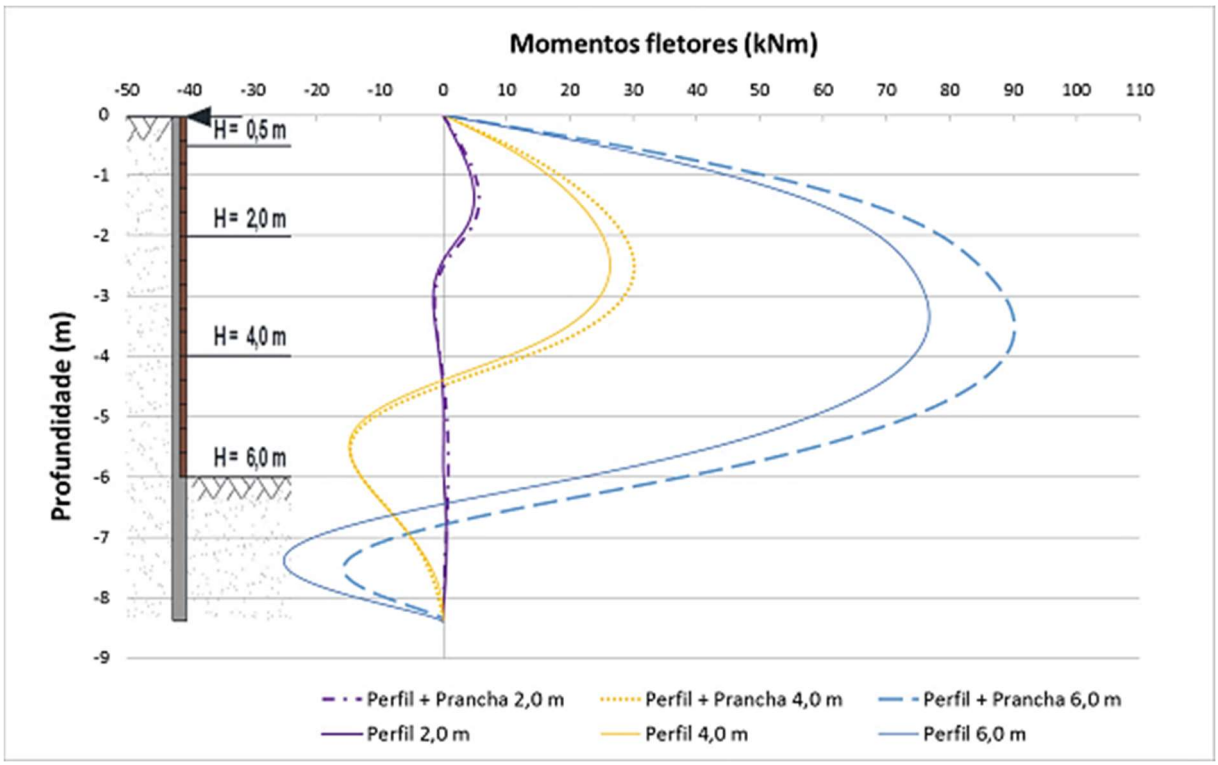



Figura 83 - Momentos fletores para cortina com e sem pranchas no trecho escavado.

Tabela 26 - Resultados das análises para cortina composta por perfis isolados e perfis com pranchadas.

| | A (kN/m) | $M_{máx}$ (kNm/m) | $\delta_h$ (mm) |
|---|---|---|---|
| Perfil + Prancha | 56,29 | 90,23 | 15,12 |
| Perfis isolados | 50,44 | 76,75 | 16,51 |

Conclui-se que, neste caso, a influência da prancha de madeira foi muito pequena em termos de deslocamentos horizontais máximos e força na estronca. Já para momento fletor máximo, a restrição provocada pelas pranchas de madeira aumentaria os resultados em aproximadamente 18%. Este resultado corrobora para a observação de Pacheco (2016) quanto à consideração apenas dos perfis isolados no trecho escavado.

# 4 CASO DE OBRA: ASPECTOS DE INTERESSE

O presente capítulo tem como objetivo mostrar um panorama global da obra de escavação estudada na presente dissertação. Serão apresentados aspectos gerais referentes ao projeto da escavação, à sua instrumentação, localização e caracterização geotécnica.

## 4.1 Caracterização da área em estudo e do projeto

A obra em estudo situa-se na região central da cidade do Rio de Janeiro / RJ. No período colonial, existia na região uma lagoa utilizada para despejo de dejetos, que foi aterrada com material proveniente do desmonte do Morro das Mangueiras. Ao todo 20 hectares foram aterrados, provocando o povoamento do local e abertura de importantes ruas na região, (Passeio Público, 2002).

No entorno da obra há um terreno não construído, um prédio muito antigo, um edifício mais recente e acesso a uma rua movimentada. Um esquema da localização da obra é apresentado na Figura 84. Nesta figura, as letras ‘A’ a ‘D’ indicam o nome dado a cada parede de contenção.

A Figura 85 mostra a imagem de satélite do local da obra. Nela é possível visualizar o terreno limpo antes da escavação. Nota-se nesta figura: o contorno da obra, a localização das paredes de contenção e o prédio antigo de 4 pavimentos (assente em fundação rasa) muito próximo às paredes C, D e E.

Como pode ser visto na Figura 84, o trecho em estudo possui cerca de 21 m de extensão por 13,7 m de largura. O estudo é focado mais especificamente à parede D. A instrumentação desse trecho é composta pelo inclinômetro D1 e por dois eletroníveis na construção antiga. Já a investigação geotécnica é baseada na sondagem SP 02 A, que se encontra no Anexo E.

Ao todo foram previstos 7 inclinômetros, porém apenas 3 foram efetivamente instalados. A parede C, de 26 m de extensão, foi descartada da análise por haver apenas duas leituras no inclinômetro desta região.

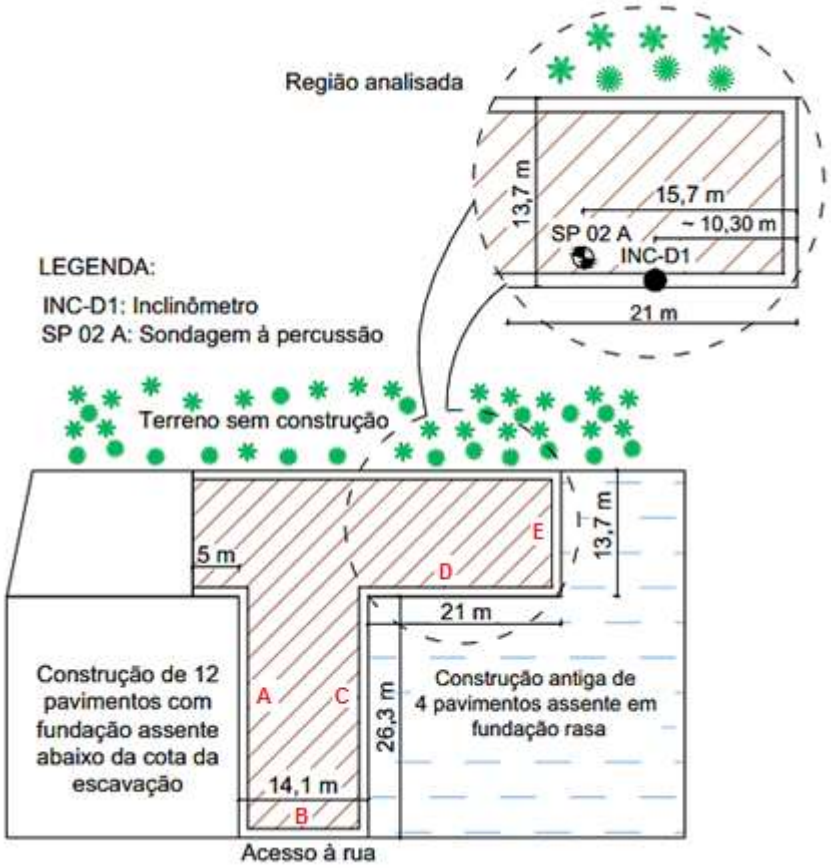



Figura 84 - Geometria e situação da obra.

Figura 85 - Localização da obra em estudo, imagem retirada do Google Maps.

A contenção foi projetada em balanço com perfis metálicos espaçados a cada metro (no trecho em estudo), com prancheamento em pré-lajes de concreto no trecho escavado, Figura 86. A altura de escavação foi de aproximadamente 4,4 m. Os perfis foram implantados em estacas raiz de 41 cm de diâmetro, formando assim uma ficha de 7,6 m de perfil mais estaca raiz e 2,0 m apenas de estaca raiz.

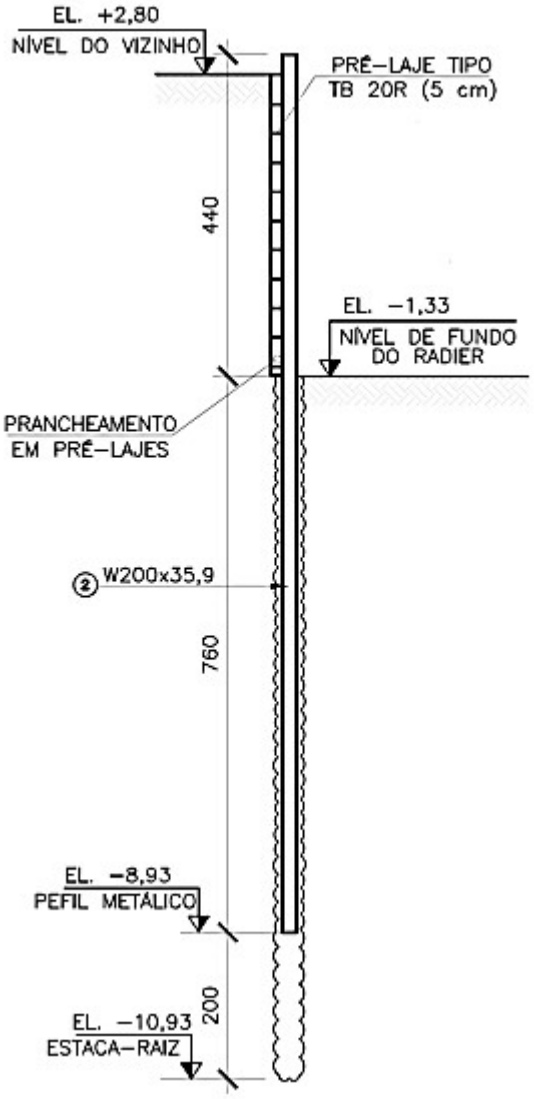



Figura 86 - Configuração de projeto para a contenção da escavação.

A parede de contenção adjacente ao terreno sem construção teve concepção de projeto diferente das demais. Nesta foi adotado um espaçamento entre perfis de 1,30 m, além de utilizar perfis mais leves, W 150 x 29,8 no lugar do W 200 x 35,9.

A caracterização do subsolo foi realizada com base apenas nas sondagens à percussão. No trecho analisado apenas uma sondagem prosseguiu até uma profundidade satisfatória, a SP 02 A, como locada na Figura 84.

A sondagem indicou que o subsolo é composto predominantemente por areia, com nível d'água próximo à superfície. Contém camadas de argila de baixa consistência apenas abaixo de uma profundidade de 13 m. O nível d'água foi rebaixado por ocasião da escavação até a profundidade de 5,0 m. A Figura 87 mostra o perfil geotécnico local, elaborado a partir desta sondagem. A Tabela 27 mostra a descrição das camadas.

Os dados da obra podem ser consultados no final da dissertação, nos anexos, são eles: ANEXO C – Projeto; ANEXO D – Locação das sondagens; ANEXO E – Sondagem SP 02 A; ANEXO F – Esquema da instrumentação e ANEXO G – Leituras do inclinômetro D1.

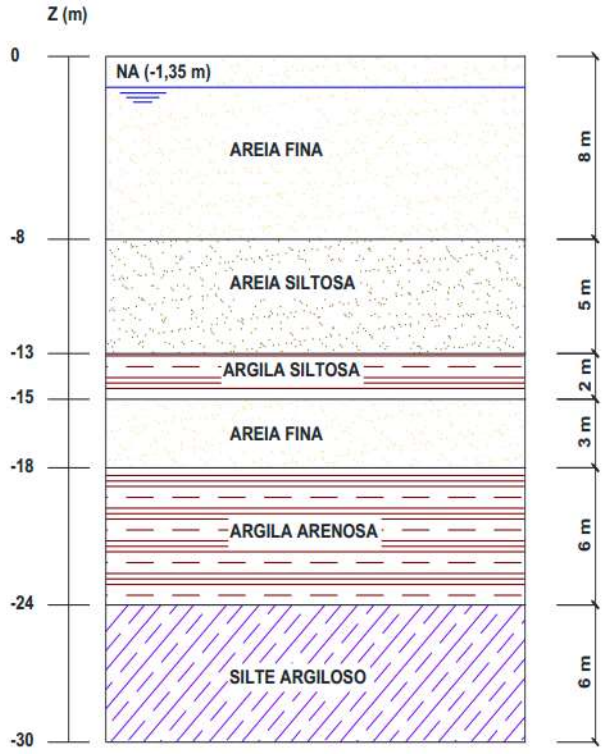



Figura 87 - Perfil do geotécnico a partir da sondagem SP 02 A.

Cabe notar que o prédio antigo, em fundação rasa, exerce uma sobrecarga na profundidade de assentamento da fundação, cerca de 1,4m da superfície do terreno. Considera-se uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m²/pavimento como

sendo uma boa aproximação para estimar carga em edifícios. Como o prédio em questão é composto por 4 pavimentos, a priori, este exerce uma carga p = 40 kN/m². A autora procurou estimar esta sobrecarga com base em diferentes recomendações, tendo chegado a valores ligeiramente inferiores a este, tendo mantido a carga distribuída de 10 kN/m²/pavimento nas análises deste caso de obra.

Tabela 27 - Descrição das camadas

| Camada | Descrição | $N_{SPT}$ médio | Cota (m) | | | Espessura (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Areia fina | 7,1 | +0,40 | a | -7,60 | 8 |
| 2 | Areia siltosa | 7,6 | -7,60 | a | -12,60 | 5 |
| 3 | Argila siltosa | 2,5 | -12,60 | a | -14,60 | 2 |
| 4 | Areia fina | 8,0 | -14,60 | a | -17,60 | 3 |
| 5 | Argila arenosa | 12,2 | -17,60 | a | -23,60 | 6 |
| 6 | Silte argiloso | 29,3 | -23,60 | a | -29,60 | 6 |

## 4.2 Parâmetros geotécnicos

As características do subsolo necessárias às análises foram obtidas através de correlações com ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) presentes na literatura.

Schnaid e Odebrecht (2012) destacam que é sempre desejável comparar os valores de parâmetros estimados empiricamente por meio das medidas de $N_{SPT}$ com aqueles obtidos por meio de outros ensaios (de campo ou laboratório), bem como verificar sua compatibilidade na faixa de ocorrência em condições de subsolo similares.

Uma estimativa da confiabilidade da sondagem será realizada através do método proposto por Teixeira (1993), baseado em mais de 4000 ensaios penetrométricos executados sob rígido controle.

O procedimento consiste em verificar se as equações (56) a (58) se aplicam, de forma aproximada, em relação ao somatório de $N_1$, $N_2$, $N_3$ e $N_t$ para todas as profundidades da sondagem.

$$N_1 = 0{,}22\ N_t \tag{56}$$

$$N_2 = 0{,}33\ N_t \tag{57}$$

$$N_3 = 0{,}45\ N_t \tag{58}$$

onde, $N_1$ é o número de golpes para penetrar os 15 cm iniciais;

$N_2$ é o número de golpes para penetrar os 15 cm intermediários;

$N_3$ é o número de golpes para penetrar os 15 cm finais;

$N_t$ é número de golpes para penetrar os 45cm.

Na maior parte dos casos, a sondagem apresenta o número de golpes para os 30 cm iniciais e finais, ou seja, $N_1 + N_2$ e $N_2 + N_3$ ($N_{SPT}$). Assim, pode-se considerar a equação (59) de forma equivalente.

$$\frac{N_1 + N_2}{N_2 + N_3} = \frac{(0{,}22 + 0{,}33)N_t}{(0{,}33 + 0{,}45)N_t} = \frac{0{,}55N_t}{0{,}78N_t} = 0{,}705 \tag{59}$$

Tabela 28 - Número de golpes para estudo da confiabilidade da sondagem.

| Sondagem SP 02 A | | |
|---|---|---|
| Amostra | $N_1 + N_2$ | $N_2 + N_3$ |
| 2 | 5 | 8 |
| 3 | 4 | 4 |
| 4 | 5 | 7 |
| 5 | 7 | 9 |
| 6 | 5 | 6 |
| 7 | 5 | 7 |
| 8 | 7 | 9 |
| 9 | 6 | 7 |
| 10 | 3 | 5 |
| 11 | 4 | 5 |
| 12 | 7 | 10 |
| 13 | 9 | 11 |
| 14 | 1 | 1 |
| 15 | 3 | 4 |
| 16 | 9 | 10 |
| 17 | 8 | 11 |
| 18 | 2 | 3 |
| 19 | 7 | 9 |
| 20 | 6 | 7 |
| 21 | 9 | 11 |
| 22 | 8 | 13 |
| 23 | 12 | 15 |
| 24 | 13 | 18 |
| 25 | 17 | 23 |
| 26 | 15 | 20 |
| 27 | 17 | 25 |
| 28 | 20 | 30 |
| 29 | 24 | 33 |
| 30 | 25 | 45 |
| Σ | 263 | 366 |

Da Tabela 28, que resume os valores de golpes da sondagem SP 02 A, é possível obter a seguinte relação:

$$\frac{N_1 + N_2}{N_2 + N_3} = \frac{263}{366} = 0{,}72 \approx 0{,}705$$

Utilizando o método de Teixeira (1993), encontrou-se uma relação muito próxima à considerada por este autor. Considerou-se, assim, que a sondagem foi bem executada, apresentando valores confiáveis de resistência à penetração.

A seguir são apresentadas as correlações utilizadas para os parâmetros geotécnicos com base em sondagens SPT.

A correlação utilizada para ângulo de atrito das areias, equação (60), foi obtida de Kulhawy e Mayne, 1990.

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

Onde: $\varphi'_{tc}$ é o ângulo de atrito do ensaio de compressão triaxial;

$\sigma'_{V_0}$ é a tensão efetiva vertical no centro da camada;

$p_a$ é uma tensão de referência aproximadamente igual a 100 kPa;

$N_{60}$ é o $N_{SPT}$ corrigido para 60% da energia teórica de queda livre.

Devido à necessidade de corrigir a resistência do ensaio SPT para 60% da energia será utilizada a equação (53), já apresentada no item 3.1.7, obtida em Cavalcante (2002) e reproduzida abaixo:

$$N_{60} = 1{,}38.N_{SPT} \quad (53)$$

Onde: $N_{SPT}$ é a resistência à penetração fornecida no ensaio SPT brasileiro.

O ângulo de dilatância será adotado segundo a proposta do manual do Plaxis, Brinkgreve et al. (2002): para argilas $\psi$ = 0º e para areias com $\psi$ = 0º para $\varphi \leq 30º$, para $\varphi > 30º$ adotar $\psi = \varphi - 30$ º.

Optou-se por utilizar a correlação para módulos de elasticidade de areias proposto por Freitas (2010), também já apresentada no item 3.1.7, equação (52) também reproduzida abaixo, na qual se utiliza o $N_{SPT}$ corrigido pela equação (53).

$$E_s = 8000.N_{60}^{0{,}8} \quad (52)$$

Onde: $E_s$ é o módulo de elasticidade admitido como módulo secante.

O módulo oedométrico ($E_{oed}$) e o módulo de descarregamento ($E_{ur}$) podem ser obtidos a partir do módulo de Young no carregamento, como nas equações (54) e (55), apresentadas novamente abaixo. Para argilas o módulo oedométrico foi considerado igual ao do ensaio triaxial, conforme padrão do Plaxis.

$$E_{oed} = \frac{E_{tc}(1-v)}{(1+v).(1-2v)} \tag{54}$$

Onde: $E_{oed}$ é o módulo oedométrico;
$E_{tc}$ é o módulo do ensaio triaxial de compressão;
$\nu$ é o coeficiente de Poisson.

O módulo no descarregamento foi adotado conforme recomendação do manual do Plaxis, Brinkgreve et al. (2002), equação (55).

$$E_{ur} = 3.E_{50} \tag{55}$$

Onde: $E_{ur}$ é o módulo de descarregamento;
$E_{50}$ é o módulo secante para 50% da tensão de ruptura.

No caso de solos argilosos, cujo comportamento é não drenado, o valor de $S_u$ (resistência não drenada) pode ser obtido pela equação (61), obtida de Kulhawy e Mayne (1990):

$$\left(S_u/p_{ref}\right) = 0{,}06.N_{60} \tag{61}$$

Onde: $p_{ref}$ é uma tensão de referência aproximadamente igual a 100 kPa.

Para argilas, considerou-se uma boa aproximação para o módulo de elasticidade o valor recomendado por Leão (2015) conforme equação (62).

$$E_s = 3000.N_{60}^{0,8} \tag{62}$$

Tabela 29 - Parâmetros do solo

| Parâmetro Camada | $\gamma$ (kN/m³) | $\varphi$ (º) | $\psi$ (º) | $S_u$ (kPa) | $E_{50}$ (MPa) | $E_{oed}$ (MPa) | $E_{ur}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 17 | 35 | 5 | - | 49,3 | 66 | 148 |
| 2 | 17 | 33 | 3 | - | 52,1 | 70 | 156 |
| 3 | 16 | - | - | 20 | 8 | 8 | 24 |
| 4 | 19 | 32 | 2 | - | 54,5 | 73 | 163 |
| 5 | 19 | - | - | 100 | 20* | 20 | 60 |
| 6 | 22 | - | - | 200 | 40* | 40 | 120 |

*Esses valores foram reduzidos em aproximadamente 30%, uma vez que, em algumas situações, estes valores foram considerados excessivos.

## 4.3 Modelagem da obra no Plaxis

A partir da Figura 84 (geometria e situação da obra), metade da geometria da escavação foi modelada. Utilizou-se elementos de 15 nós e estado plano de deformações. O nível d'água foi considerado rebaixado na profundidade 5 m. Utilizou-se o modelo HS para as camadas de solo e para a cortina de contenção elementos de placa (modelo elástico linear). Elementos de placa diferentes foram aplicados para o trecho escavado e para a região da ficha, cada um com sua rigidez equivalente computada, como será visto no item 4.3.2.

Cabe destacar, conforme já visto no item 1.4, que Ou et at. (1996) apresentaram, em sua análise paramétrica 3D, um estudo do efeito da proximidade de uma dada seção, em relação ao canto da escavação, quando comparada a uma análise 2D, no estudo do deslocamento máximo da parede. A autora observou que, para pequena largura de escavação (por exemplo B = 20 m, no caso estudado por Ou et al., 1996), a parede apresenta deslocamentos máximos praticamente iguais para diferentes comprimentos da escavação. Neste caso, para distâncias da seção analisada ao canto maiores que a largura da escavação, a diferença entre os deslocamentos previstos na análise 2D em relação a uma análise 3D seria pequena. Observa-se que, para relações B/L maiores, sendo B a largura e L o comprimento da vala, esta diferença aumenta. Dado que a escavação do presente estudo possui pequena largura e a distância da seção analisada ao canto representa um valor próximo à largura da escavação e, dada a maior simplicidade de análise, a análise 2D se mostra adequada.

### 4.3.1 Modelagem do perfil geotécnico

A Figura 88 apresenta as dimensões do problema no Plaxis, em conjunto com os parâmetros principais das camadas de solo. Ressalta-se que as dimensões da malha foram suficientes para evitar a influência das restrições (contornos).

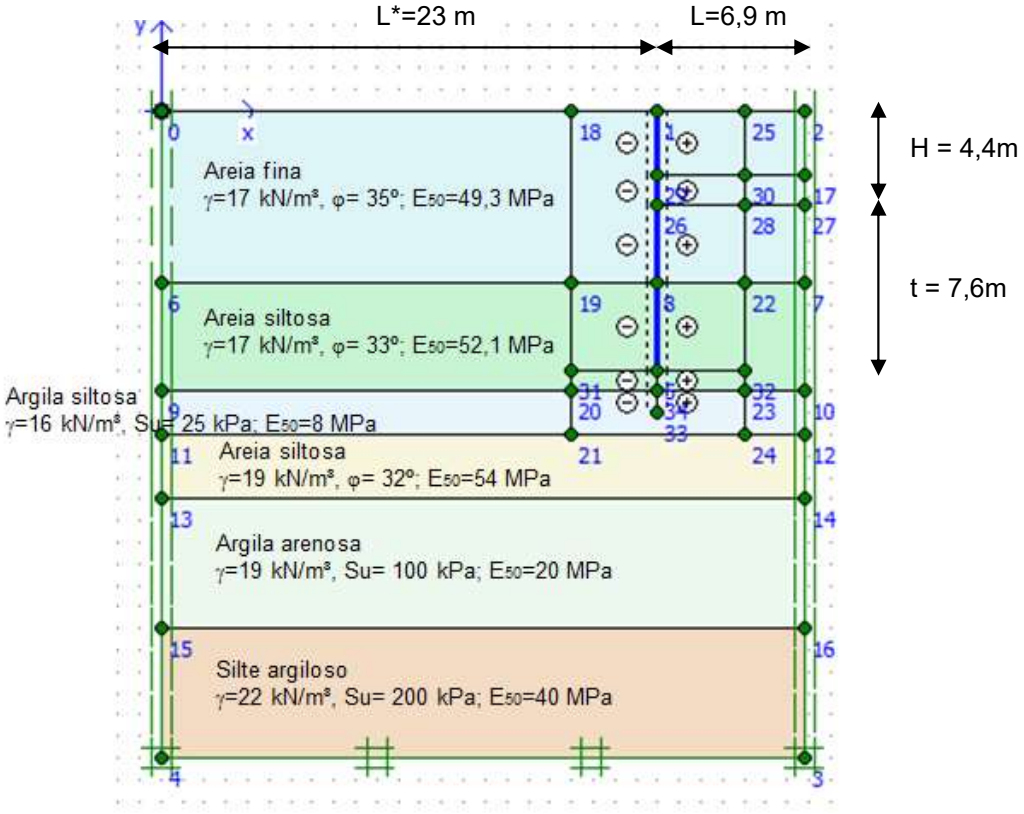



Figura 88 - Geometria da escavação modelada no plaxis.

Os parâmetros geotécnicos foram obtidos conforme item 4.2. Para as camadas de areia, adotou-se a coesão como 1 kPa. Para as camadas de argila utilizou-se o comportamento não poroso com c = Su e $\varphi$ = 0. A razão de ruptura $R_f$ foi mantida 0,9, padrão do Plaxis, para todas as camadas. O expoente m foi adotado 0,5 para areias e 1,0 para argilas.

Conforme sugestão de Gouw (2014) e Brinkgreve et al. (2002), elementos de interface foram adicionados à parede, estendidos num pequeno trecho além da ficha, como será abordado no item 5.1

### 4.3.2 Modelagem da parede de contenção

A geometria da parede é composta por perfis simples W 200 x 35,9 espaçados a cada metro. No trecho escavado, o perfil é utilizado em conjunto com pré-lajes de concreto, já no trecho da ficha a parede é descontínua e cerca de 7,6 m de seu comprimento é composto por perfil metálico inserido em estaca raiz e outros 2,0 m composto apenas pela estaca raiz, como mostra a Figura 86.

Para ambos os casos, trecho escavado e ficha, serão utilizados o conceito de flexão de vigas compostas por mais de um material para obter a rigidez à flexão equivalente. O procedimento é o mesmo do item 3.2.

- Trecho escavado:

Como pode ser visto na Figura 89, a geometria real da cortina no trecho escavado é composta por perfis metálicos W 200 x 35,9 e pré-laje de concreto TB 20R. Nesta obra, em especial, a pré-laje de concreto foi colocada por trás dos perfis, diferente da maneira corrente na prática, na qual o prancheamento é colocado internamente aos perfis, fixos por meio de cunhas.

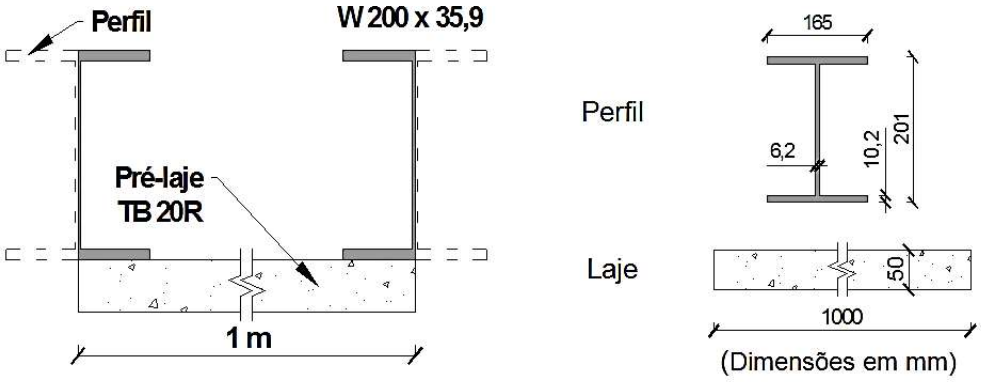



Figura 89 - Geometria real da parede no trecho escavado.

A Tabela 30 contém as principais características do perfil metálico e da pré-laje de concreto utilizada. Os dados dos perfis metálicos foram obtidos do catálogo de estacas da Gerdau e os dados da pré-laje TB 20R foram extraídos do projeto da contenção e do manual técnico de lajes treliçadas da Arcellor Mittal. Para o cálculo

do módulo de elasticidade secante do concreto utilizou-se a expressão da NBR 6118 / 2014, como na equação (63), abaixo:

$$E_{cs} = 0{,}85x5600\sqrt{f_{ck}} \tag{63}$$

onde: $E_{cs}$ é o módulo de elasticidade secante do concreto;

$f_{ck}$ é resistência característica do concreto à compressão.

Tabela 30 - Dados dos materiais no trecho da escavação

| Dados do perfil metálico | |
|---|---|
| Perfil | W 200 x 35,9 |
| Mesa $b_f$ (mm) | 165,00 |
| Altura d (mm) | 201,00 |
| $t_w$ (mm) | 6,20 |
| $t_f$ (mm) | 10,20 |
| E (kPa) | $2{,}05 \times 10^{8}$ |
| A (m²) | $4{,}49 \times 10^{-3}$ |
| $I_x$ (m⁴) | $3{,}371 \times 10^{-5}$ |
| w (kN/m³) | 77 |
| EA (kN) | $9{,}196 \times 10^{5}$ |
| EI (kNm²) | $6{,}910 \times 10^{3}$ |

| Dados da pré-laje de concreto | |
|---|---|
| Espessura (cm) | 5 |
| Largura (m) | 1,0 |
| $f_{ck}$ (MPa) | 20 |
| E (kPa) | $2{,}13 \times 10^{7}$ |
| A (m²) | $5{,}0 \times 10^{-2}$ |
| $I_x$ (m⁴) | $1{,}042 \times 10^{-5}$ |
| w (kN/m³) | 25 |
| EA (kN) | $1{,}06 \times 10^{6}$ |
| EI (kNm²) | $2{,}22 \times 10^{2}$ |

A Tabela 31 e a Figura 90 mostram os valores correspondentes à geometria dos perfis e das pranchas isoladas, bem como o resultado do cálculo da rigidez à flexão equivalente e a representação da estrutura equivalente transformada para aço.

Tabela 31 - Dados de entrada no Plaxis para parede no trecho da escavação

| Seção Homogênea | | | |
|---|---|---|---|
| $y_{perfil}$ (mm) | 150,5 | n ($E_{conc}/E_{aço}$) | 0,104 |
| $A_{perfil}$ (mm²) | 4486 | $L_{conc}$ (mm) = n.L | 103,84 |
| $y_{conc}$ (mm) | 25,0 | $E_{aço}$ (kPa) | $2{,}05 \times 10^{8}$ |
| $A_{conc}$ (mm²) | 5192 | EI (kNm²) | $1{,}49 \times 10^{4}$ |
| $y_{composto}$ (mm) | 83,18 | $EI_{Eq}$ (kNm²/m) | $1{,}49 \times 10^{4}$ |
| $I_{composto}$ (m⁴) | $7{,}27 \times 10^{-5}$ | $EA_{Eq}$ (kN/m) | $1{,}98 \times 10^{6}$ |

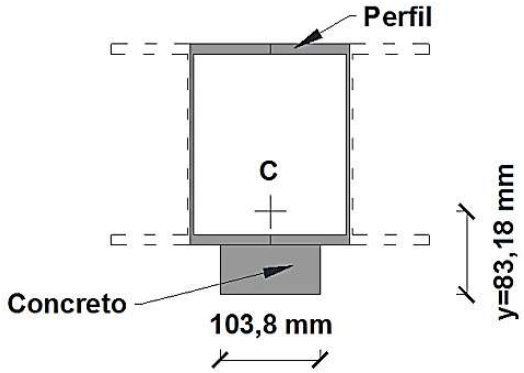



Figura 90 - Seção equivalente transformada para aço, trecho escavado.

- Trecho da ficha:

A seção real da cortina descontínua no trecho da ficha, cerca de 7,6 m de comprimento, é composta por perfil metálico W 200 x 35,9 inserido em estaca raiz de 41 cm de diâmetro. Os perfis foram instalados de forma descentralizada, mais afastados da região escavada, conforme a Figura 91.

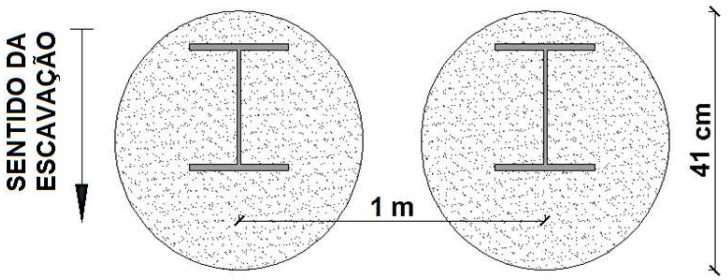



Figura 91 - Geometria real da parede no trecho da ficha.

A Tabela 32 contém as principais características do perfil metálico e da estaca raiz. Os dados dos perfis metálicos foram obtidos do catálogo de estacas da Gerdau e os dados da estaca raiz do projeto da contenção.

A norma de fundações, NBR 6122 / 2010, em seu anexo L, determina o $f_{ck}$ mínimo para estaca raiz como 20 MPa, que resulta num $E_{cs}$ de 21,3 GPa. Este valor foi calculado pela equação (63), obtida na norma de concreto NBR 6118 / 2014. Destaca-se que foi utilizada a formulação para concreto na falta de uma equação para argamassas e que a autora considera este valor excessivo para uma argamassa com elevado teor de água na mistura.

A Tabela 32 apresenta os principais dados do perfil metálico e da argamassa da estaca raiz para o cálculo da rigidez equivalente, considerando o cálculo do módulo de elasticidade da argamassa como descrito no parágrafo anterior.

Tabela 32 - Dados dos materiais no trecho da ficha

| Dados do perfil metálico | |
|---|---|
| Perfil | W 200 x 35,9 |
| Mesa bf (mm) | 165,00 |
| Altura d (mm) | 201,00 |
| tw (mm) | 6,20 |
| tf (mm) | 10,20 |
| E (kPa) | $2,05 \times 10^{8}$ |
| A (m²) | $4,49 \times 10^{-3}$ |
| Ix (m4) | $3,371 \times 10^{-5}$ |
| w (kN/m³) | 77 |
| EA (kN) | $9,196 \times 10^{5}$ |
| EI (kNm²) | $6,910 \times 10^{3}$ |

| Dados da estaca raiz | |
|---|---|
| Diâmetro (cm) | 41 |
| "Largura" (m) | 0,41 |
| fck (MPa) | 20,00 |
| E (kPa) | $2,13 \times 10^{7}$ |
| A (m²) | $1,32 \times 10^{-1}$ |
| Ix (m4) | $1,39 \times 10^{-3}$ |
| w (kN/m³) | 25 |
| EA (kN) | $2,81 \times 10^{6}$ |
| EI (kNm²) | $2,95 \times 10^{4}$ |

Assim como no trecho escavado, o resultado do cálculo da rigidez à flexão equivalente para o conjunto perfil metálico e estaca raiz e a representação da estrutura equivalente transformada para aço são apresentadas para o trecho da ficha, como se observa na Tabela 33 e na Figura 92.

Tabela 33 - Dados de entrada no Plaxis para parede no trecho da ficha

| Seção Homogênea | | | |
|---|---|---|---|
| $y_{perfil}$ (mm) | 245,5 | n ($E_{conc}/E_{aço}$) | 0,104 |
| $A_{perfil}$ (mm²) | 4486 | $L_{conc}$ (mm) = n.L | 42,57 |
| $y_{conc}$ (mm) | 25,0 | $E_{aço}$ (kPa) | $2,05 \times 10^{8}$ |
| $A_{conc}$ (mm²) | 205 | EI (kNm²) | $3,76 \times 10^{4}$ |
| $y_{composto}$ (mm) | 214,98 | $EI_{Eq}$ (kNm²/m) | $3,76 \times 10^{4}$ |
| $I_{composto}$ ($m^4$) | $1,83 \times 10^{-4}$ | $EA_{Eq}$ (kN/m) | $3,73 \times 10^{6}$ |

Verifica-se que a rigidez à flexão no trecho da ficha é muito elevada considerando a seção equivalente da Figura 92. Comparando-se a resistência da seção equivalente (perfis e estaca raiz) à resistência dos perfis isolados, obtém-se um ganho de mais de 400% no valor de EI, como se pode observar dos valores de EI constantes na Tabela 32 e na Tabela 33.

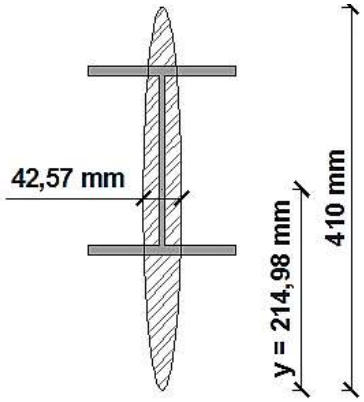



Figura 92 - Seção equivalente transformada para aço, trecho da ficha.

Acredita-se o módulo de elasticidade da estaca raiz esteja irrealista, a partir da constatação anterior e com base no trabalho de Venâncio (2008), que trata da dosagem de argamassas para estaca raiz.

Venâncio (2008) realizou ensaios de laboratório para determinação do módulo de elasticidade estático em argamassa de mesma dosagem de estacas raiz realizadas em campo experimental. As médias dos valores de $E_{ci}$ encontrados variaram de 1,3 a 2,2 GPa, correspondendo a $E_{cs}$ de 1,1 a 1,87 GPa.

Venâncio (2008) chegou à conclusão que os valores obtidos para o módulo de elasticidade pelas normas (NBR 6122 e NBR 6118) eram mais de 14 vezes superiores àqueles encontrados através dos ensaios.

Deve-se ressaltar que a NBR 8522 / 2003, utilizada por Venâncio (2008), prescreve a determinação do módulo de elasticidade para concretos. Estes valores podem não ser representativos para o caso em estudo, uma vez que não de dispõe de uma normatização dedicada a argamassas. Além disso, os valores do módulo de elasticidade dependem dos materiais e do fator água / cimento adotados na dosagem.

Se um módulo de 1,5 GPa fosse adotado para a argamassa da estaca raiz e a rigidez equivalente fosse calculada, um valor de EI de 9,26 x $10^3$ kNm² seria obtido. Neste caso, comparando-se a resistência da seção equivalente (perfis e estaca raiz) à resistência dos perfis isolados, obtém-se um ganho de 34% no valor de EI. A autora considera este valor muito reduzido e que talvez não seja representativo para o caso da obra em estudo.

Na expectativa de um valor que melhor se adeque à realidade, a autora procurou na literatura valores obtidos através de instrumentação de estacas do tipo raiz. Para tanto se utilizou da instrumentação de uma estaca raiz feita por Albuquerque et al. (2009).

Albuquerque et al. (2009) executaram uma estaca raiz de 41 cm de diâmetro nominal e 12m de profundidade. A estaca foi constituída por argamassa de cimento armada em toda sua extensão com uma armadura longitudinal composta por seis barras de aço de 16mm sem emendas e estribos de 6,3 mm de diâmetro a cada 20cm (Aço CA-50).

Esta estaca foi instrumentada por meio de extensômetros elétricos e submetida a uma prova de carga estática, na qual se obteve o módulo de elasticidade para esta estaca armada igual a 17,2 GPa. Este módulo de elasticidade fornece uma rigidez à flexão EI de 2,36 x $10^4$ kNm². Este valor é cerca de 240 % maior que a rigidez à flexão do perfil isolado utilizado na obra em estudo.

Apesar de a estaca raiz armada ser estruturalmente diferente da estaca raiz com perfil metálico, caso do presente estudo, a autora considerou o valor da rigidez à flexão coerente, visto a dificuldade de se obter um módulo de elasticidade confiável para a argamassa.

A Tabela 34 apresenta um resumo da rigidez axial e à flexão para as diferentes condições que podem ser consideradas na modelagem da parede de contenção.

Tabela 34 - Resumo contendo a rigidez axial e à flexão dos materiais

| Caso | EI (kNm²/m) | Ganho de EI (%) | EA (kN/m) |
|---|---|---|---|
| Perfil isolado | 6,91 x $10^3$ | - | 9,20 x $10^5$ |
| Perfil + pré-laje de concreto | 1,49 x $10^4$ | 115 | 1,98 x $10^6$ |
| Perfil + estaca raiz (módulo de elasticidade NBR 6118) | 3,76 x $10^4$ | 444 | 3,73 x $10^6$ |
| Perfil + estaca raiz (módulo de elasticidade Venâncio, 2008) | 9,26 x $10^3$ | 34 | 1,12 x $10^6$ |
| Estaca raiz armada instrumentada | 2,36 x $10^4$ | 240 | 2,24 x $10^6$ |

# 5 CASO DE OBRA: RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados da análise numérica realizada, além dos resultados obtidos pelo método proposto por Weissenbach et al. (2003) e Weissenbach (1962).

## 5.1 Análise numérica

A análise numérica a seguir considerou a modelagem da escavação como descrito no item 4.3. A geometria e dados do subsolo foram modelados conforme item 4.3.1, no qual se utilizou o modelo HS, de acordo com os parâmetros definidos na Tabela 29.

Para a parede de contenção, foi utilizada a rigidez equivalente do perfil e pré-laje de concreto para a região escavada. Já para a região da ficha, foi utilizada a rigidez da estaca raiz armada instrumentada. Ambos os valores foram apresentados na Tabela 34.

A Figura 93 mostra a geometria inserida no Plaxis. Elementos de interface foram adicionados à parede, adotando-se um valor de $R_{inter}$ = 0,67. Os elementos de interface foram estendidos além da ficha. Nessa região adotou-se $R_{inter}$ = 1.

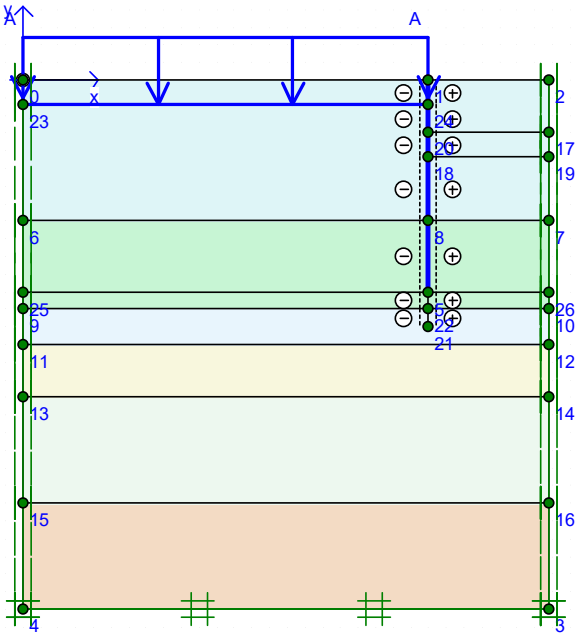



Figura 93 - Geometria do modelo com sobrecarga no Plaxis.

Utilizou-se uma sobrecarga p = 40 kPa a 1,40m de profundidade, de modo a representar a carga transferida pelas sapatas, referente aos 4 pavimentos do prédio vizinho. A expectativa em relação à sobrecarga do prédio antigo é que esta provoque influência significativa nos resultados.

Adotou-se o nível d'água horizontal, de forma simplificada, na profundidade de rebaixamento, Figura 94. A geração da malha é apresentada na Figura 95. Nota-se que a malha foi refinada globalmente.

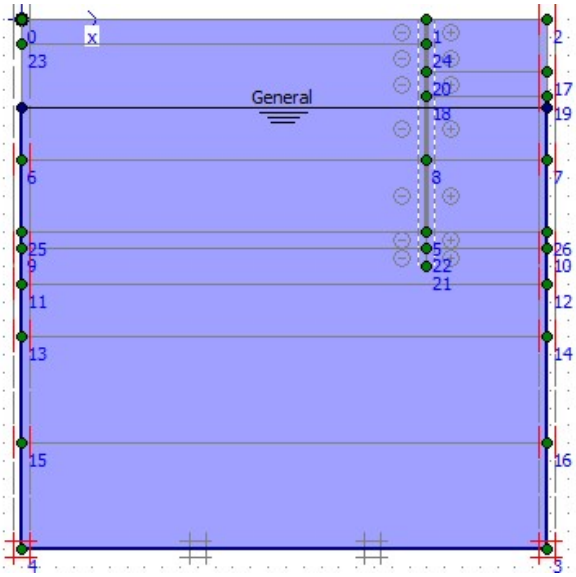



Figura 94 - Condição de nível d'água adotado.

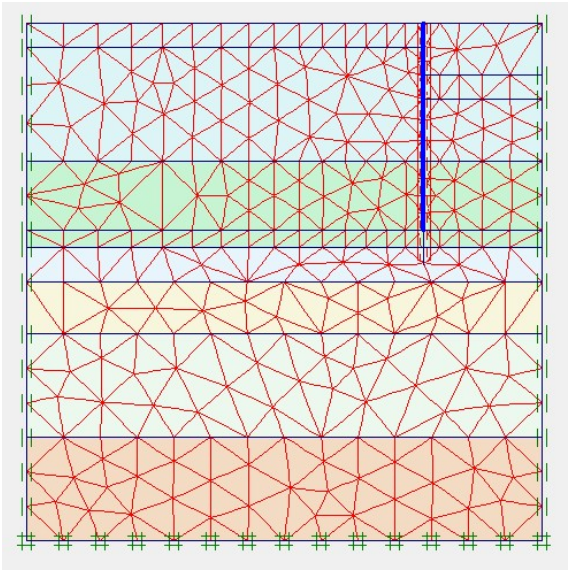


Figura 95 - Malha de elementos finitos gerada (*global coarseness fine*).

A escavação foi modelada em duas etapas, 3,0 e 4,4 m, como mostra a Figura 96. Adotaram-se duas etapas por haver leituras correspondentes do inclinômetro nestas situações, além de não haver diferenças significativas nos resultados devidas ao número de etapas de escavação. Os resultados da análise para essas duas etapas serão apresentados a seguir.

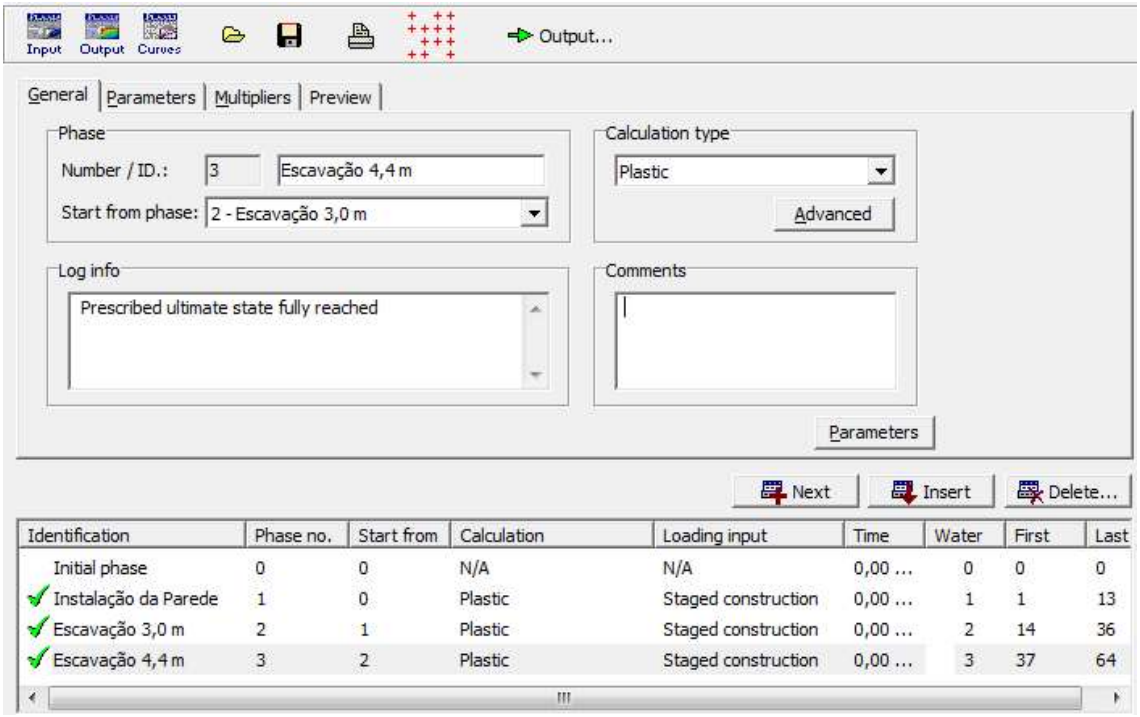



Figura 96 - Etapas de cálculo modeladas.

A Figura 97 mostra os deslocamentos horizontais da cortina para a análise no Plaxis e medições em campo. Já a Figura 98 mostra os momentos fletores da cortina apenas para a análise no Plaxis, uma vez que não foram feitas medições que permitissem sua avaliação.

Em termos de deslocamentos horizontais, Figura 97, para as duas etapas de escavação, o Plaxis previu de maneira satisfatória os deslocamentos da obra. Nota-se, no entanto, que os deslocamentos no topo da cortina foram um pouco superestimados e os deslocamentos próximos ao nível da escavação foram subestimados. Nota-se ainda, que o Plaxis previu adequadamente as profundidades cujos deslocamentos, e também as rotações da parede, foram próximos de zero.

Destaca-se também que, caso a análise 3D tivesse sido realizada, os deslocamentos previstos teriam sido um pouco menores, levando-se a uma maior aproximação entre as curvas medidas e previstas. De fato, a expectativa da autora é de que uma pequena redução nos deslocamentos seria suficiente à representação da influência tridimensional.

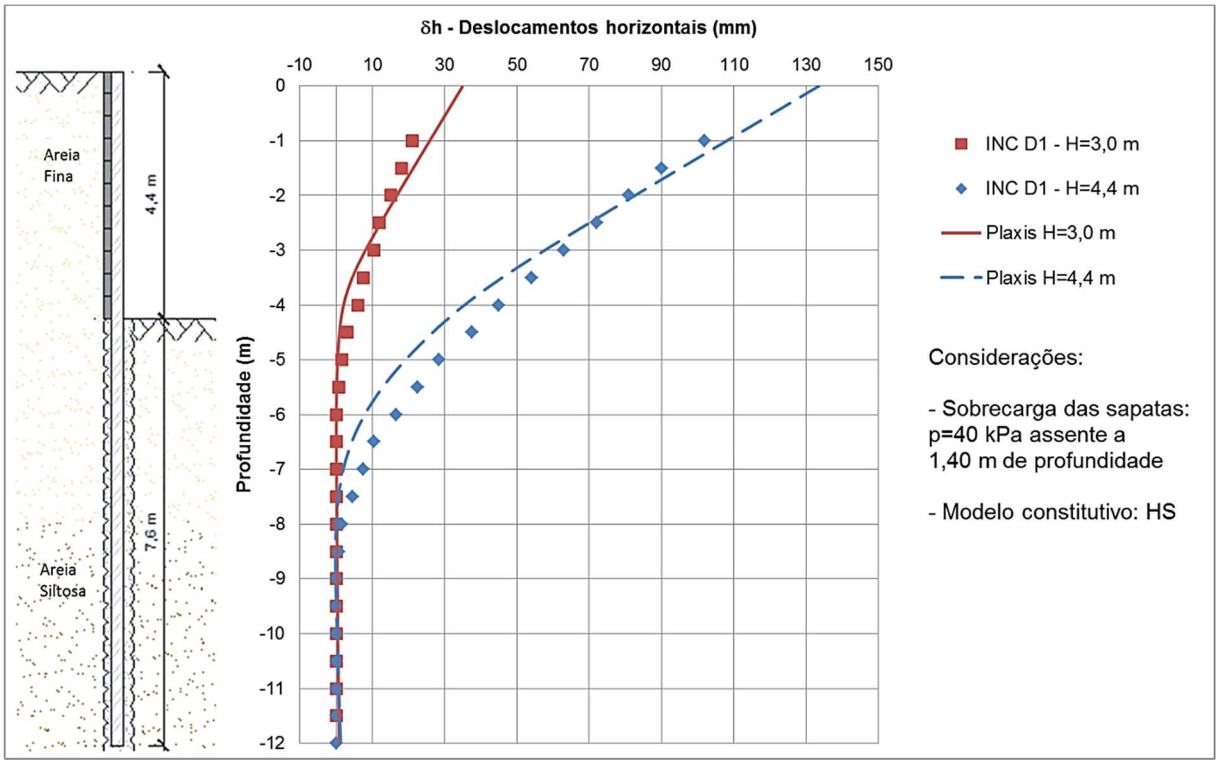



Figura 97 - Deslocamentos horizontais x leituras do inclinômetro INC D1.

Já em termos de momentos fletores, para as duas alturas de escavação, Figura 98, o Plaxis apresenta curvas de momentos fletores compatíveis com uma escavação em balanço.

Os resultados de momento fletor máximo, assim como a localização dos mesmos, para as duas etapas de escavação, serão comparados àqueles calculados pela metodologia de Weissenbach et al. (2003) no item 5.2.

Da mesma maneira, a profundidade efetiva de trabalho da ficha, verificada pela presença de deslocamentos e rotações nulas, será comparada em termos de análise numérica, instrumentação e método analítico de Weissenbach et al. (2003).

Serão também comparados os resultados de deslocamentos previstos por Weissenbach (1962) e medidos pelo inclinômetro.

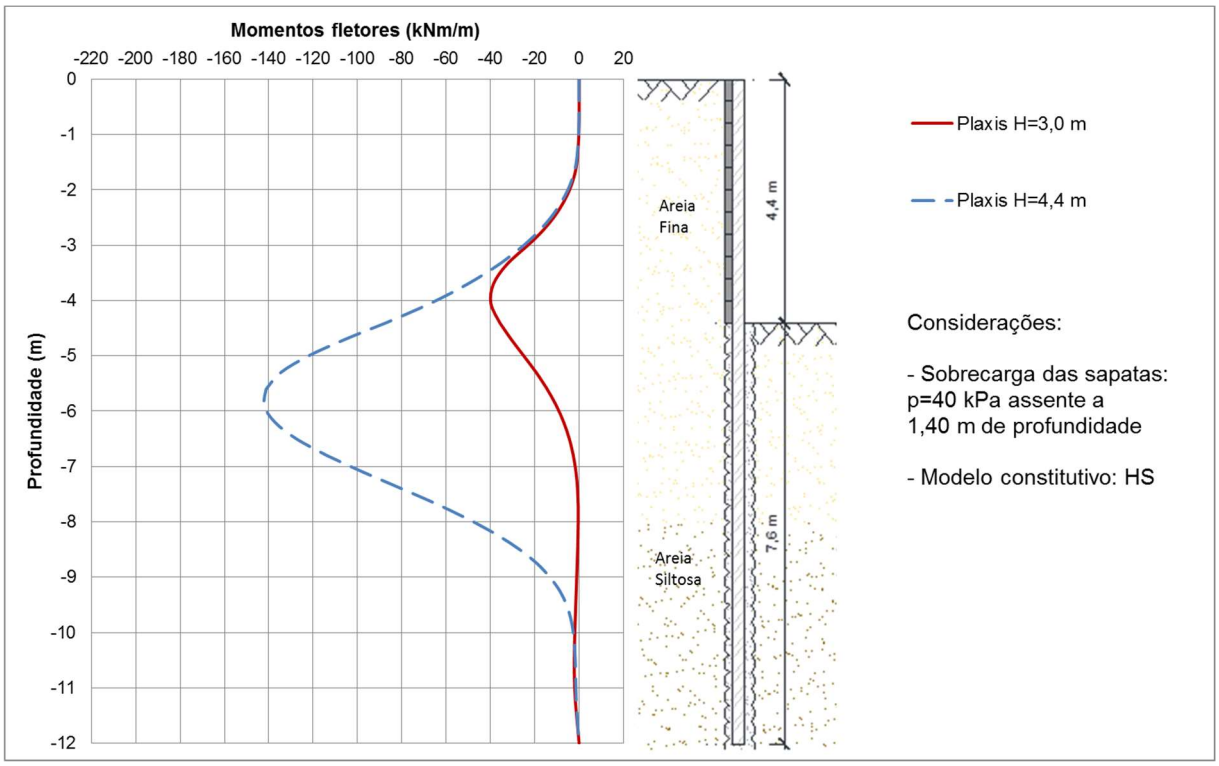



Figura 98 - Momentos fletores da cortina.

### 5.1.1 Análise de alguns fatores importantes na modelagem do caso de obra

Adicionalmente à análise feita, serão comparados os modelos constitutivos HS e MC, além da influência dos parâmetros m e Rf para o modelo HS. A influência da não consideração da pré-laje de concreto também será avaliada, assim como o valor do carregamento do prédio vizinho e o valor da rigidez da parede no trecho da ficha. Este procedimento foi realizado na expectativa de se observar os parâmetros mais relevantes da análise.

- Influência dos parâmetros m e Rf no modelo HS

Como era de se esperar, os resultados resumidos na Tabela 35 e na Tabela 36 revelam que a variação dos parâmetros m e Rf do modelo *Hardening Soil* provocaram uma diferença significativa nos resultados de deslocamentos da parede

de contenção. Estes parâmetros influenciam diretamente a curva tensão-deformação utilizada pelo modelo.

O valor de m rege a dependência da rigidez em relação ao nível de tensões. Já o parâmetro Rf relaciona a tensão de ruptura do solo (obtida em ensaio) ao valor assintótico de tensão na curva do modelo *Hardening Soil*.

Destaca-se que esses valores são obtidos para cada camada de solo, a partir da curva tensão-deformação de ensaios triaxiais, para diferentes níveis de tensão confinante. No presente estudo, optou-se por utilizar o modelo *Hardening Soil* mesmo sem os resultados de ensaios. Esta escolha será justificada mais adiante.

A Tabela 35 mostra os valores de deslocamento no topo da cortina encontrados ao se variar o valor de m nas camadas superiores de areia. Esta tabela também apresenta a diferença percentual, assim como a Figura 99, em relação ao valor de m=0,5 adotado, utilizado na análise para as camadas superiores de areia.

Tabela 35 - Deslocamentos horizontais no topo da parede para diferentes valores de m.

| | Deslocamento δh (mm) | | Dif % | |
|---|---|---|---|---|
| m | H=3,0 m | H=4,4 m | H=3,0 m | H=4,4 m |
| 0,5 | 35,00 | 133,54 | - | - |
| 0,6 | 38,11 | 136,96 | 8,9% | 2,6% |
| 0,7 | 38,63 | 139,30 | 10,4% | 4,3% |
| 0,8 | 40,00 | 145,03 | 14,3% | 8,6% |

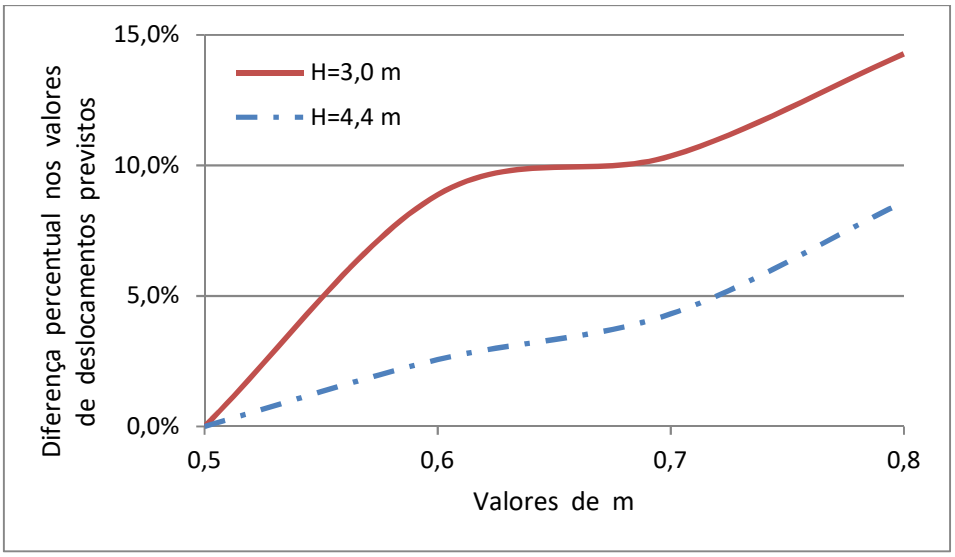



Figura 99 - Diferença percentual nos valores de deslocamentos previstos nas análises para diferentes valores de m.

Nota-se que o aumento do valor de m correspondeu a maiores deslocamentos no topo, para as duas etapas de escavação.

A Tabela 36 mostra os valores de deslocamento no topo da cortina encontrados ao se variar o valor de Rf nas camadas superiores de areia. Assim como a tabela anterior, esta tabela apresenta a diferença percentual em relação ao valor utilizado na análise, graficamente apresentado na Figura 100.

Tabela 36 - Deslocamentos horizontais no topo da parede para diferentes valores de Rf.

| | Deslocamento δh (mm) | | Dif % | |
|---|---|---|---|---|
| Rf | H=3,0 m | H=4,4 m | H=3,0 m | H=4,4 m |
| 1 | 39,51 | 152,33 | 12,9% | 14,1% |
| 0,97 | 38,01 | 142,39 | 8,6% | 6,6% |
| 0,95 | 37,09 | 139,31 | 6,0% | 4,3% |
| 0,9 | 35,00 | 133,54 | - | - |
| 0,8 | 34,62 | 130,96 | -1,1% | -1,9% |
| 0,7 | 34,54 | 131,30 | -1,3% | -1,7% |

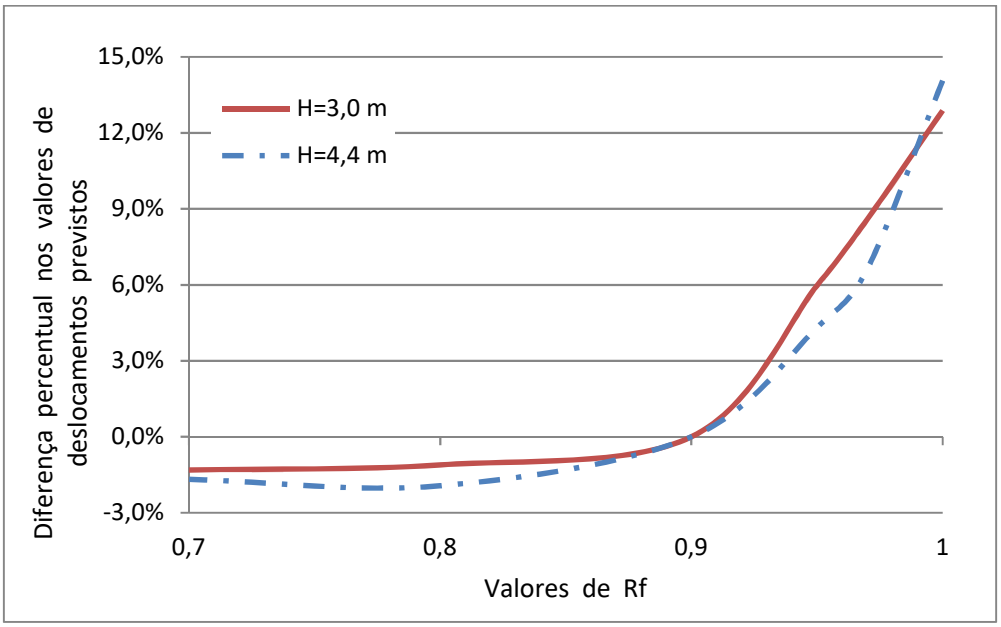



Figura 100 - Diferença percentual nos valores de deslocamentos previstos nas análises para diferentes valores de Rf.

Observa-se que para valores menores que 0,9 a influência nos resultados foi muito pequena. Ao se aumentar o valor de Rf observa-se também correspondente aumento nos deslocamentos. A diferença percentual se mostrou mais significativa para valores de Rf acima de 0,9.

Para ambos os casos, variação de m e Rf, observa-se que a diferença percentual do deslocamento encontrado na análise com m=0,5 e Rf=0,9 foi inferior a 15%. Tal valor corresponde a uma diferença máxima de 5,0 mm para a etapa de escavação de 3,0 m e de 18,8 mm para a etapa de escavação de 4,4 m.

- Comparação entre modelos *Hardening Soil* e *Mohr-Coulomb*

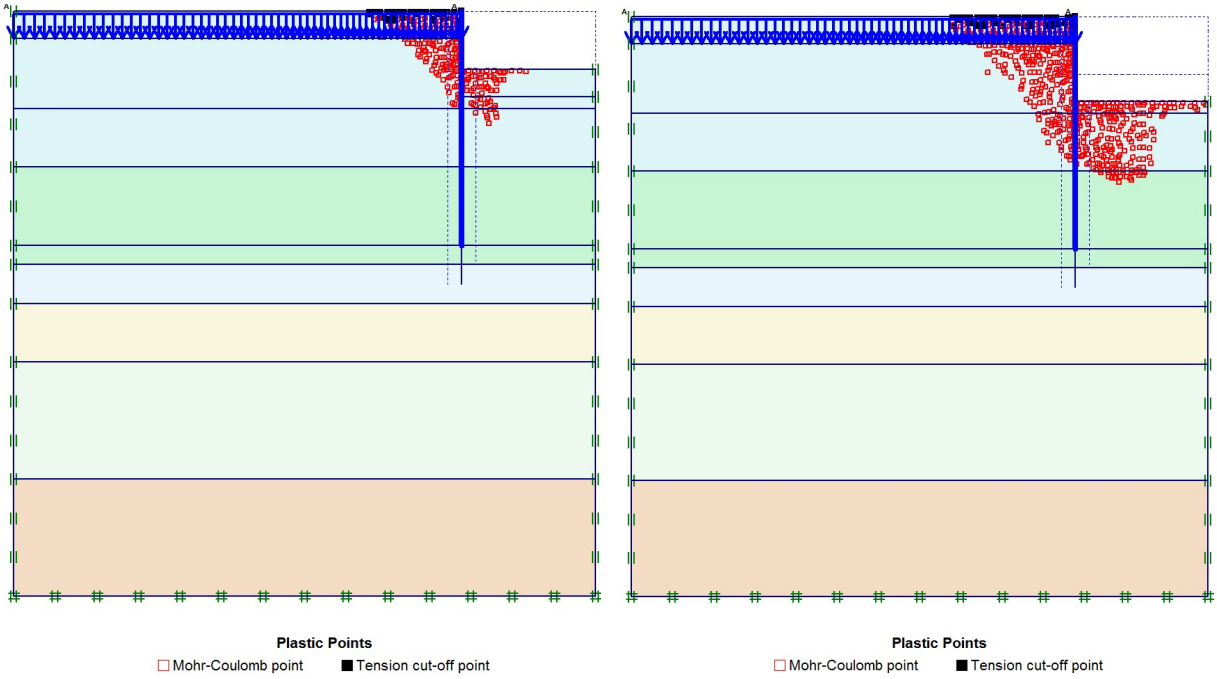
Ao se utilizar o modelo *Mohr-Coulomb*, adotou-se o módulo de elasticidade de referência como $E_{ur}$ de acordo com a Tabela 29. Notou-se que o esforço computacional para o caso em estudo com o modelo *Mohr-Coulomb* foi maior. Foi necessário aumentar o erro limite tolerado para atingir a convergência da solução.

A tabela a seguir apresenta os resultados de deslocamentos no topo da parede obtidos pelo modelo *Hardening Soil* e *Mohr-Coulomb*. Na mesma tabela é possível verificar o erro limite tolerado para as duas etapas de escavação.

Tabela 37 - Deslocamentos horizontais no topo da parede e erro limite tolerado (HS x MC).

| Etapa | Modelo | *Hardening Soil* | *Mohr-Coulomb* |
|---|---|---|---|
| H=3,0 m | δh (mm) | 35,00 | 31,05 |
| | Erro limite | 0,01 | 0,03 |
| H=4,4 m | δh (mm) | 133,54 | 126,59 |
| | Erro limite | 0,01 | 0,09 |

Nota-se da Tabela 37, que os deslocamentos horizontais no topo da parede para o modelo *Mohr-Coulomb* foram próximos, porém inferiores, aos valores encontrados com o modelo *Hardening Soil*, nas duas etapas de escavação. Este resultado está compatível com as observações de Gouw (2014), uma vez que há uma extensa zona de plastificação, Figura 101, que faria o fator de segurança ser próximo da unidade, se não fosse a parede de contenção. Gouw (2014) enfatiza, como visto no item 2.3.1, que os deslocamentos previstos em escavações podem ser subestimados utilizando-se o modelo *Mohr-Coulomb* para fator de segurança inferior a 2,0.




a) H=3,0 m b) H=4,4 m

Figura 101 - Pontos de plastificação para as duas etapas de escavação com o modelo *Mohr-Coulomb*.

Cabe ressaltar que foi necessário aumentar o erro limite tolerado pelo Plaxis, ao se utilizar o modelo *Mohr-Coulomb*, para o caso em estudo. Verifica-se, da Tabela 37, que foi necessário aumentar em 3 vezes o erro limite tolerado para a etapa de escavação de 3,0 m e em 9 vezes para a etapa de 4,4 m. De acordo com o manual do Plaxis v8.2, valores altos de erro limite podem tornar a solução imprecisa, sendo o valor 0,03 adequado para a maioria dos cálculos.

- Consideração da rigidez do perfil metálico isolado

Analisou-se o caso anterior considerando a rigidez apenas dos perfis metálicos separadamente, ora no trecho escavado, ora no trecho da ficha.

Na Figura 102, reproduziu-se o resultado da análise feita do caso de obra, acrescentando-se o resultado caso se desconsiderasse a pré-laje no trecho escavado. Observa-se que a diferença nos deslocamentos foi pequena.

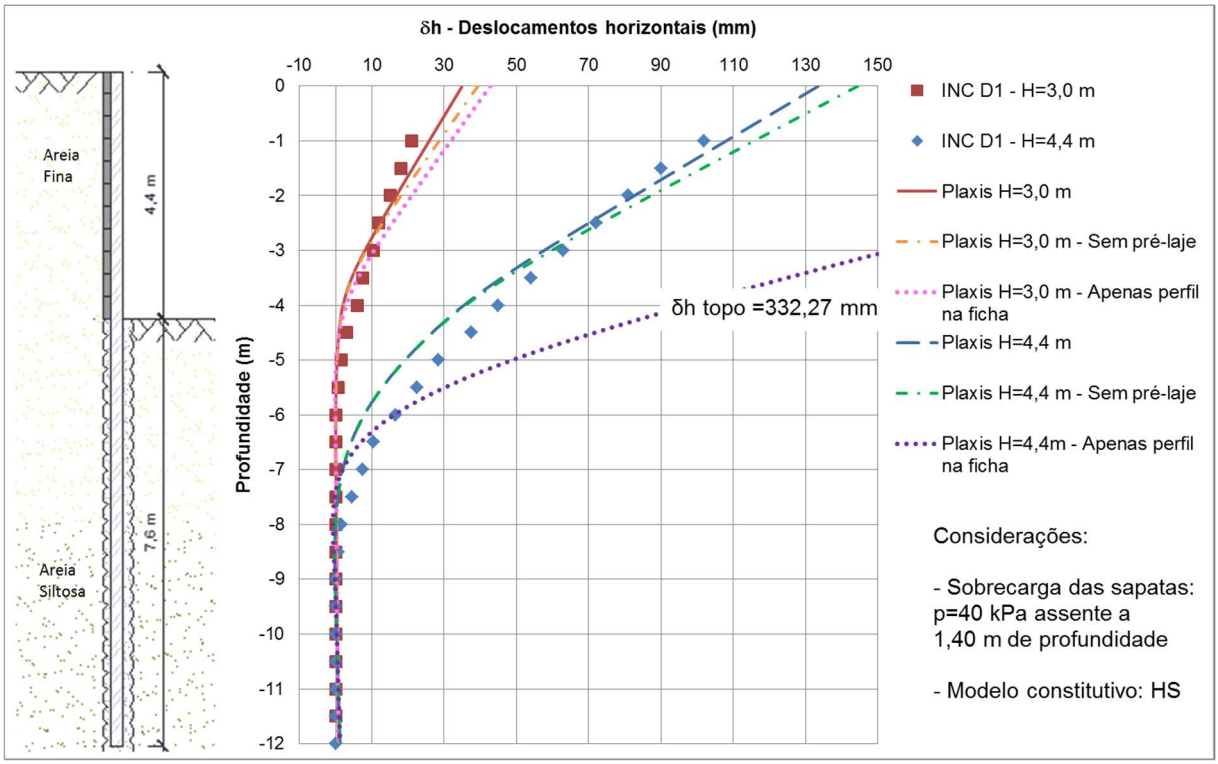



Figura 102 - Deslocamento horizontal da parede considerando apenas a rigidez do perfil metálico.

A Figura 102 mostra ainda os deslocamentos caso fossem considerados apenas os perfis no trecho da ficha. Neste caso, nota-se que a diferença foi muito expressiva para a etapa de escavação de 4,4 m. Este resultado sugere que a consideração do aumento de rigidez devido a estaca raiz, no trecho da ficha, é fundamental para se obter deslocamentos compatíveis com a instrumentação.

Em relação aos momentos fletores, os resultados considerando apenas a rigidez do perfil tiveram pequenas variações em relação ao momento máximo ao se comparar com a primeira análise e, por este motivo, o desenho comparativo nem será apresentado.

- Variação da sobrecarga

Apesar de ter sido verificado pela autora que a sobrecarga residencial não varia muito do valor de 10 kPa por pavimento, analisou-se a influência de sua variação na faixa de 20 a 40 kPa. Acredita-se, porém, que este valor deve se situar,

quando muito, entre 30 e 40 kPa. A Tabela 38 mostra os valores de deslocamento horizontal no topo para diferentes valores de sobrecarga.

Tabela 38- Deslocamentos horizontais no topo da parede variando-se a sobrecarga.

| Deslocamento δh (mm) | | |
|---|---|---|
| Sobrecarga (kPa) | H=3,0 m | H=4,4 m |
| 20 | 23,75 | 88,66 |
| 25 | 26,55 | 99,33 |
| 30 | 30,09 | 110,40 |
| 35 | 33,25 | 123,29 |
| 40 | 35,00 | 133,54 |

Nota-se que o valor da sobrecarga tem grande influência nos deslocamentos da parede, como já era esperado. Desse modo, a estimativa desse valor exerce grande influência nos resultados.

- Variação da rigidez da ficha.

Foram verificados os resultados em termos de deslocamentos para caso de se utilizar a rigidez da seção equivalente entre perfil e estaca raiz, de acordo com a Tabela 34. Considerou-se o módulo da argamassa da estaca raiz pela formulação da NBR 6118 com $f_{ck}$ de 20 MPa e pelo resultados de ensaios de módulo de elasticidade feitos por Venâncio (2008). Pela Tabela 34 verifica-se que o aumento de rigidez à flexão foi de 444 % e 34 %, respectivamente, quando comparadas à rigidez do perfil metálico isolado. Este resultado demonstra a dificuldade de se obter um valor confiável para o módulo de elasticidade da argamassa da estaca raiz.

A Tabela 39 apresenta os resultados em termos de deslocamentos para estas diferentes considerações quanto à rigidez.

Tabela 39 - Deslocamentos horizontais no topo para deferentes valores de rigidez à flexão da ficha.

| Deslocamento horizontal no topo δh (mm) | | | |
|---|---|---|---|
| Etapa | NBR 6118 | Estaca armada | Venâncio (2008) |
| H=3,0 m | 35,27 | 35,00 | 40,30 |
| H=4,4 m | 103,06 | 133,54 | 258,39 |

Observa-se da Tabela 39 que os deslocamentos são muito próximos ao se considerar a rigidez equivalente com o módulo calculado pela norma de concreto ou a rigidez da estaca raiz armada com o módulo obtido em instrumentação, apesar de a rigidez à flexão do primeiro ser aproximadamente o dobro da estaca armada. Já se comparando os deslocamentos para a rigidez da estaca armada e a rigidez equivalente com o módulo da argamassa obtido em ensaio de laboratório por Venâncio (2008), observa-se diferenças elevadas, principalmente para a etapa de escavação de 4,4 m. A autora considera relevante os resultados obtidos de instrumentação para uma melhor reprodução de casos de obra, como o apresentado nesta dissertação.

Em relação aos módulos de elasticidade do solo, as sugestões de Freitas (2010), embora calibradas com situações envolvendo carregamento, também se mostraram adequadas no presente caso, em que, para o descarregamento, considerou-se um valor 3 vezes superior ao módulo no carregamento.

## 5.2 Análise por métodos usuais de projeto

Os resultados de comprimento da ficha e momentos fletores calculados pela metodologia proposta por Weissenbach et al. (2003) e deslocamentos horizontais em carga de trabalho de acordo com Weissenbach (1962) são aqui apresentados, interpretados e comparados às medições da obra e análise numérica.

A Tabela 40 fornece um resumo dos resultados de deslocamento horizontal obtidos no nível da escavação (e não no topo desta) para a altura de escavação de 3,0 e 4,4 m, considerando uma sobrecarga de 40 kPa a 1,40 m de profundidade. O nível da escavação foi escolhido como referência, ao invés do topo, para permitir uma comparação direta com as previsões de Weissenbach, consideradas nesta posição, conforme interpretado pela autora.

Com relação ao ângulo de atrito adotado nas análises pelo método de Weissenbach, foram feitas duas abordagens: a primeira utilizando-se o solo estratificado, com ângulo de atrito de cada camada conforme os selecionados para a obra (Tabela 29), e a segunda considerando-se um solo homogêneo, com ângulo de

atrito proposto por Weissenbach, em suas diversas contribuições, na expectativa de se proceder um projeto conservativo.

Segundo Weissenbach et al. (2003), as tensões passivas resistentes devem ser calculadas com $\varphi$ = 30º. Além disso, deve-se prever ainda um coeficiente de redução das tensões passivas de 1,5, ou seja, as tensões ativas são consideradas na ruptura, mas as tensões resistentes mobilizadas são reduzidas, em relação às disponíveis na ruptura, de um fator de redução de 1,5, no caso de perfis com pranchada. O cálculo detalhado para um desses casos é apresentado no Apêndice A.

A primeira linha, de cada uma das alturas escavadas, indicadas na linha sombreada, representa dados da instrumentação, sendo o comprimento efetivo do perfil aquele em que as leituras do inclinômetro revelaram deslocamento e rotação nulas. A última coluna corresponde ao deslocamento horizontal medido no nível da escavação.

Tabela 40 - Resultados de comprimento da cortina, momentos fletores e deslocamentos, segundo metodologia de Weissenbach et. al (2003 e 1962) e análise numérica

| Caso | | Comprimento efetivo do perfil (m) | $M_{máx}$ (kNm) | z $M_{máx}$ (m) | $\delta_h$ (mm) no nível da escavação |
|---|---|---|---|---|---|
| H=3 m | INC-D1 | 6,0 | - | - | 10,5 |
| | **1** a | 5,7 | 52,9 | 4,15 | 19,1 |
| | **1** (b) | (6,6) | (72,8) | (4,43) | (29,4) |
| | **1** [c] | [8,0] | [39,8] | [4,05] | [5,4] |
| H=4,4 m | INC-D1 | 9,0 | - | - | 37,5 |
| | **2** a | 9,6 | 198,7 | 6,90 | 52,6 |
| | **2** (b) | (10,5) | (281,9) | (7,44) | (64,9) |
| | **2** [c] | [11,0] | [141,2] | [5,60] | [28,3] |

1 = balanço de 3 m
2 = balanço de 4,4 m

a = Weissenbach - solo estratificado
b = Weissenbach - solo homogêneo
c = Plaxis

A Tabela 40 inclui também os resultados da análise no Plaxis. Os deslocamentos, neste nível da escavação, são menores do que as medições da obra e os previstos por Weissenbach (1962). Os deslocamentos e momentos fletores, para este caso, foram apresentados no item 5.1, Figura 97 e Figura 98, respectivamente.

Ao analisar os valores numéricos obtidos na Tabela 40, bem como ao reproduzir as etapas de cálculo para cada uma das situações calculadas pelo método convencional sugeridas por Weissenbach et al. (2003), a autora observou que:

i) Para todas as situações analisadas pelo método convencional, o espaçamento de 1m entre eixos do perfil foi pequeno o suficiente para conduzir à consideração de comportamento plano para as situações estudadas neste trecho da cortina da obra em apreço. Por este motivo, a análise 3D, como se desejava anteriormente considerar, não foi necessária no trecho escolhido da obra.

ii) Ao considerar os parâmetros mais conservativos de projeto, como preconizado na EAB (2008), a ficha se torna mais longa, os esforços de flexão aumentam e os deslocamentos no nível do terreno escavado também.

iii) A análise convencional não considera a rigidez real do perfil, mas apenas sua largura, e muito menos o efeito, bastante favorável, da presença da estaca raiz na redução dos deslocamentos horizontais. A redução dos deslocamentos horizontais resulta na redução dos recalques previstos na área dos vizinhos, embora estes não tenham sido objeto de análise.

iv) Tanto as análises convencionais como as numéricas, mesmo quando se considera os parâmetros conservativos do solo, indicam um comprimento total e ficha executada superior, ou da mesma ordem, à necessária à estabilidade da obra.

v) Embora haja diferenças nas condições de contorno reais em relação às do projeto convencional, principalmente quanto à maior rigidez da ficha, os valores obtidos de momento fletor pelo método de Weissenbach são mais conservativos quando comparados à previsão numérica, neste caso em estudo.

vi) Ao contemplar o subsolo estratificado e com parâmetros de solo aferidos por correlações recentes da literatura, a ficha, os momentos fletores, a profundidade de atuação do momento fletor máximo e os deslocamentos horizontais previstos no nível da escavação calculados pelo método de Weissenbach se aproximam mais dos valores previstos numericamente. No

entanto, se observa que a análise convencional tende a fornecer valores de momentos fletores e deslocamentos superiores às análises numéricas, neste caso de obra. Os deslocamentos obtidos através dos métodos convencionais (1a) e (2a), para este caso do solo estratificado, foram cerca de 1,4 a 1,8 vezes superiores aos medidos.

vii) Ao se considerar parâmetros do solo conservativos, (1b) e (2b), os esforços de flexão nos perfis aumentaram em cerca de 40%.

viii) Embora as expressões para previsão dos deslocamentos por Weissenbach (1962) sejam empíricas, os valores previstos são compatíveis com aqueles fornecidos na análise numérica e também com aqueles experimentais, situando-se em faixa segura.

# 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A dissertação teve por objetivo contribuir para o estudo de cortinas de perfis metálicos e pranchada, com ficha descontínua. Uma vez que a contribuição de Weissenbach costuma ser utilizada na prática com base em instruções antigas, da década de 70, e as Recomendações Alemãs, EAB (2008), em sua versão mais recente, não detalham a procedência dos diagramas de tensões propostos, a autora procurou detalhar o assunto de forma extensa, visando contribuir para uma maior divulgação do trabalho de Weissenbach, cujas publicações, em alemão, não são de fácil leitura à maior parte dos projetistas de escavações.

Com base na pesquisa bibliográfica realizada e modelagem numérica, através do programa Plaxis 2D, um caso de obra em perfis metálicos com pranchada de concreto foi analisado. A obra foi instrumentada em diferentes seções que apresentavam vizinhos em situações bem distintas. Foi escolhida uma seção com maior disponibilidade de dados instrumentados. Esta seção foi retro analisada por modelagem numérica e também pela metodologia convencional de Weissenbach et al. (2003), para a seção instrumentada selecionada. Análises numéricas realizadas previamente, aqui chamadas análises paramétricas, objetivaram identificar parâmetros de maior relevância ao estudo do caso apresentado.

## 6.1 Conclusões

Quanto às análises paramétricas observou-se:

i) Na comparação entre os modelos MC e HS, além dos padrões de deslocamento observados terem sido distintos, os valores de carga na estronca e, principalmente, de momento máximo na parede, foram superiores na análise com HS. Tal resultado é interessante do ponto de vista prático, visto que o valor de momento máximo define o dimensionamento da seção da parede e da seção da armadura. A justificativa para este resultado se deve, muito provavelmente, ao fato do fator de segurança obtido para esta modelagem ser de cerca de 1,4, ou seja, inferior a 2. Para fatores de

segurança inferiores a 2, conforme destacou Gouw (2014), os deslocamentos são subestimados quando se utiliza o modelo Mohr-Coulomb, estando coerente com os resultados aqui apresentados

ii) Este fato indica a importância de se realizar análises com modelos mais refinados para melhor representação do comportamento do solo. O ideal é que sejam realizados ensaios em amostras indeformadas do solo das diferentes camadas do maciço de interesse e que, de posse dos resultados, se teste qual dos modelos disponíveis no programa de elementos finitos melhor reproduz os resultados dos ensaios.

iii) Na comparação entre a Teoria de Rankine e o Plaxis para $R_{inter}$ = 0,01, observou-se que o Plaxis fornece tensões quase lineares, equivalentes às de Rankine, quando muito próximo à ruptura. Nessa situação (FS≈1), os deslocamentos se comportam como os de muro de arrimo e a região de plastificação forma superfície de ruptura plana. A Teoria de Rankine mostra-se capaz de avaliar as tensões e o modo de deslocamentos para a parede diafragma estudada com um nível de apoio no topo, próximo à condição de ruptura. De fato, a maior parte dos projetos são desenvolvidos considerando-se os diagramas de Rankine tanto para a etapa em balanço como para uma única linha de apoio. Com mais de dois apoios, a experiência mostra que os diagramas de Rankine não são mais válidos.

iv) O aumento da rigidez equivalente no trecho escavado, devido às pranchas, diminui os deslocamentos horizontais. Em contrapartida, devido ao aumento da restrição aos deslocamentos, aumenta os momentos fletores da cortina.

Quanto às análises para o caso de obra observou-se:

i) A ferramenta 2D mostrou-se capaz de prever os deslocamentos para um problema tipicamente tridimensional, como é o caso de paredes de contenção com ficha descontínua. Para este caso específico, com espaçamento de 1m entre perfis W 200 x 35,9 em areia, o critério de Weissenbach indica um comportamento típico de caso plano.

ii) Os deslocamentos horizontais previstos, seja pela análise numérica, seja pelo método de Weissenbach, foram da ordem de grandeza das medições feitas na obra, considerando condições próximas ao que se esperava estar ocorrendo na obra.

iii) A adoção da sobrecarga p = 10 kPa/pav., representativa do carregamento de edifícios, comum de ser considerado na prática corrente na ocasião de projetos, indicou estar compatível com as medições.

iv) A modelagem da estaca raiz no trecho da ficha revelou grande influência na restrição aos deslocamentos, sendo sua incorporação ao modelo necessária ao ajuste entre deslocamentos horizontais medidos e previstos numericamente. Embora de caráter empírico e sem considerar a presença da estaca raiz no trecho da ficha, os deslocamentos horizontais calculados através da proposta de Weissenbach, para o solo estratificado, também indicou valores satisfatórios quando comparados aos resultados experimentais.

v) As correlações para obtenção de parâmetros de compressibilidade do solo a partir do ensaio SPT mostraram-se capazes de prever o comportamento adequado do solo, tanto do ponto de vista qualitativo, como também quantitativo, para este caso de obra analisado. Análises desta natureza, realizada para outros casos de obra, ou nesta mesma obra para diferentes seções, poderão confirmar as correlações empregadas ou nortear indicação de correções da correlação para diferentes níveis de tensão envolvidos.

vi) A consideração do NA rebaixado até a profundidade de 5m abaixo do terreno natural parece ter sido adequada ao caso em estudo, em que houve rebaixamento do NA, mas sem controle de sua posição final ao longo do maciço. O ideal, em obras deste tipo, é incluir na instrumentação a previsão de piezômetros e medidores de nível d´água.

vii) O módulo de elasticidade da argamassa foi determinado com base em diferentes alternativas. A alternativa que melhor representou as condições de fato presentes, pela comparação com os deslocamentos medidos, foi a obtida através de instrumentação por meio de extensômetros elétricos e realização de prova de carga estática, apresentada por Albuquerque et al. (2009). A

utilização do $f_{ck}$ de 20 MPa, $f_{ck}$ mínimo indicado na NBR 6122 (2010) para estaca raiz, para o cálculo do módulo de elasticidade precisa ser melhor investigada. Tratando-se de uma argamassa com elevada plasticidade, um valor realista mais baixo parece mais adequado. Este aspecto precisa ser melhor investigado.

viii) No método convencional, o espaçamento de 1m entre eixos do perfil foi pequeno o suficiente para conduzir à consideração de comportamento plano para todas as duas situações estudadas neste trecho da cortina da obra em apreço. Por este motivo, a análise 3D, como se desejava anteriormente considerar, não foi necessária no trecho escolhido da obra. A autora da presente dissertação considera que a análise 3D pelo Plaxis forneceria valores de deslocamento máximo no topo da cortina ligeiramente inferiores e, portanto, mais próximos dos medidos. A expectativa é de estas diferenças, mesmo pequenas, podem ser melhor investigadas futuramente, em análises do tipo 3D.

ix) Ao se considerar parâmetros mais conservativos de projeto, no enfoque convencional pelo método de Weissenbach, a ficha se torna mais longa, os esforços de flexão aumentam e os deslocamentos previstos no nível do terreno escavado tornam-se superiores aos obtidos com parâmetros mais realistas. A adoção de parâmetros mais realistas conduziu a resultados mais próximos dos deslocamentos experimentais.

x) A consideração aproximada da sobrecarga do vizinho em sua posição real é muito relevante à economia do projeto. Por este motivo, a cota real de assentamento das fundações dos vizinhos, bem como uma estimativa do carregamento é essencial à previsão dos esforços atuantes na parede e dos deslocamentos previstos.

xi) Tanto as análises convencionais como as numéricas indicam um comprimento de ficha executada superior, ou da ordem de grandeza, à necessária à estabilidade da obra.

xii) Ao contemplar o subsolo estratificado e com parâmetros de solo aferidos por correlações recentes da literatura, a ficha, os momentos fletores, a profundidade de atuação do momento fletor máximo e os deslocamentos

horizontais previstos no nível da escavação calculados pelo método de Weissenbach se aproximam mais dos valores previstos numericamente. No entanto, se observa que a análise convencional tende a fornecer valores de momentos fletores e deslocamentos superiores às análises numéricas, neste caso de obra. Os deslocamentos obtidos através dos métodos convencionais, para este caso do solo estratificado, foram cerca de 1,4 a 1,8 vezes superiores aos medidos.

xiii) Embora as expressões para previsão dos deslocamentos por Weissenbach (1962) sejam empíricas, os valores previstos são compatíveis com aqueles fornecidos na análise numérica e também com aqueles experimentais.

xiv) O programa Plaxis se mostrou uma ferramenta poderosa para a análise de escavações de parede de perfis metálicos com ficha descontínua.

xv) O método de cálculo de Weissenbach, apesar das simplificações introduzidas pelo autor visando otimizar o procedimento numérico, se mostrou bastante adequado à determinação da ficha, ao cálculo dos esforços na cortina, à estimativa da posição do esforço máximo de flexão e à estimativa dos deslocamentos horizontais, resultando em valores algo conservativos. É, assim, um método que deve ser utilizado para projeto, quer nos casos de obras cujo prazo de projeto é exíguo, quer como uma forma de comparação com métodos numéricos mais refinados.

## 6.2 Sugestões para pesquisas futuras

i) Análise das demais seções instrumentadas desta mesma obra, além da coleta de dados instrumentados de outras empresas, de forma a estender o banco de dados e melhorar a calibração dos parâmetros do solo e determinação de correlações atualizadas com base em ensaios de campo.

ii) Com base na deformada da cortina, prever os recalques e distorções nos vizinhos e compará-las às leituras dos eletroníveis.

iii) Instrumentar obras correntes incluindo, além da piezometria, a instalação de células de carga nos perfis, de forma a determinar os momentos fletores

medidos e compará-los aos calculados por métodos convencionais e numéricos.

iv) A partir da deformada do perfil, inferir os momentos fletores atuantes com base na aplicação da equação diferencial da flexão. Comparar os momentos previstos com os aferidos por integração numérica.

v) Para outras condições de apoio, comparar o diagrama de tensões ativas obtidas com o Plaxis com os diagramas recomendados por diferentes autores.

vi) Analisar os resultados para esta e outras seções em versão 3D do Plaxis, ou outros programas disponíveis, como o da empresa Rocscience, verificando a influência das diferentes condições de carregamentos, diferentes modelos constitutivos, etc.

vii) Assim como Ou et al. (1996), verificar a relação entre os deslocamentos horizontais da parede de uma análises 2D para uma análise 3D, para diferentes distâncias da seção analisada ao canto da escavação.

viii) Analisar numericamente seções horizontais da obra, de forma a verificar o efeito de arqueamento, qualitativa e quantitativamente.

# REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 238 p.

_____. NBR 6122 (2010). Projeto e execução de Fundações, 91p.

_____. NBR 7190 (1997). Projeto de estruturas de madeira, 107p.

_____. NBR 8522 (2003). Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e da curva tensão-deformação, 9p.

_____. NBR 8522 (2008). Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, 16p.

ALBUQUERQUE, P. J. R. et al. (2009). Avaliação da capacidade de carga de estaca raiz e escavada convencional, instrumentadas, em solos de Diabásio. V Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, Pelotas / RS. GeoRS'2009. Editora da Universidade Católica de pelotas. v. 1.

ARCELOR MITTAL. (junho de 2010). *Manual técnico de lajes treliçadas.* Acesso em dezembro de 2015

BEER, F. P.; JOHNSTON, E. (1982). *Resistência dos Materiais.* 2ª Edição: McGraw Hill, São Paulo.

BLUM, H. (1931). *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken.* Berlin: Ernst & Sohn.

BRINKGREVE, R. B. J. et al. (2002). *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses.* PLAXIS - 2D user's Manual, Rotterdam, Netherlands, Balkema.

BRINKGREVE, R. B. J., SHEN, R. F. (2011). Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis, Power Point Presentation File, Delf, the Netherlands.

CAVALCANTE, E. H. (2002) Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT. Tese de doutorado. Rio de Janeiro, RJ. COPPE/UFRJ.

CGS. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual - 4th Edition.* Canadian Geotechnical Society.

DANZIGER, B. R. (2014). Notas de aula do curso de escavações. Rio de janeiro, RJ. PGECIV / UERJ.

DÖRR, H. (1922). *Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich.* Berlin: Ernst & Sohn.

DUNCAN, J.M., CHANG, C.-Y., (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 96, pp. 1629-1653.

EAB (2008). *Recomendations on Excavations.* 2nd Edition: Ernst & Sohn.

FREITAS, A. C. (2010). *Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areia.* Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

GERDAU AÇOMINAS - CATÁLOGO. (2008). Estacas metálicas Gerdau.

GIRKMANN, K.; KÖNIGSHOFER, E. (1952). *Die Hochspannungs - Freileitungen.* Wien - Springer Verlag.

GOUW, T. L (2014). Common mistakes on the application of plaxis 2D in analyzing excavation problems. International Journal of Applied Engineering Research. V. 9 (21), pp 8291-8311.

HETTLER, A.; ABDEL-RAHMAN, K. (2000). Numerische Simulation des Erddruckproblems in Sand auf der Grundlage der Hypoplastizität. *Bautechnik, Volume 77, Issue 1*, p. 15–29.

HETTLER, A.; SCHANZ, T. (2012). How to analyses walls for deep excavations. *Geotechnical Aspects of Underground in Soft Soil Ground*.

HIBBELER, R. C. (2010). *Resistência dos Materiais.* 7ª Edição: Pearson Prentice Hall, São Paulo.

HONG, S.; LEE, F.; YONG, K. (2003). Three-dimensional pile-soil interaction in soldier-piled excavations . *Computers and Geotechnics 30* , p. 81–107.

KONDNER, R.L. (1963). A Hyperbolic Stress Strain Formulation for Sands. 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, pp. 289-324.

KRYNINE, D. (1941). *Soil Mechanics.* New York: Mc Graw Hill Book company.

KULHAWY, F. W.; MAYNE, P. H. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. New York.

LEÃO, M. F. (2015). Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade do estado do Rio de Janeiro.

MACNAB, A. (2002). Earth Retention Systems Handbook. McGraw-Hill, New York, pp. 319-322.

MARTÍN, L. M.; MONTES, E. H.; SHIN, M.; ASCHHEIM, M. (2012). Developments in excavation bracing systems. *Tunneling and Underground Space Technology 31*, p. 107-116.

OHDE, J. (1948). Zur Erddrucklehre. *Bautechnik 25 (1948), p.122-126; 26 (1949), p. 360-364; 27 (1950), p.111-114; 28 (1951), p.297-301; 29 (1952), p. 31-35, 219-224, 315-318*.

OU, C. Y.; CHIOU, D. C.; WU, T. S. (1996). Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, No 5*, p. 337-345.

PACHECO, M. P. (2016). Comunicação pessoal.

PASSEIO PÚBLICO. (2002). Acesso em janeiro de 2016, disponível em http://www.passeiopublico.com/htm/construcao.asp

PERKO, H. A.; BOULDEN, J. (2008). Lateral Earth Pressure on Lagging in Soldier Pile Wall Systems. *DFI Journal, Vol. 2, Deep Foundation Institute, New Jersey*.

POTTS, D. M. (2003). Numerical analysis: a virtual dream or practical reality? *Geotechnique 53, No. 6*, p. 535-573.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory.* Thomas Telford, London.

POTTS, D. M.; WALSH, N. M.; BURLAND, J. B. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls. *Ground Engineering 14, No. 5*, p. 28-38.

RODATZ, W. (1995). Lecture notes: geotechnical engineering. Institute of Geotechnical Engineering, Technical University of Braunschweig.

SÁEZ, E.; LEDEZMA, C. (2011). Numerical modeling of discontinuous piling support on Santiago gravel: sequential excavation and dynamic response. *IACMAG. Melbourne, Australia*, p. 9–11.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). *Ensaios de campo e sua aplicação à engenharia de fundações.* 2ª Edição: Editora Oficina de Textos, São Paulo.

SIMPSON, B.; POWRIE, W. (2001). Embedded retaining walls: theory, practice and design. *Perspective Lecture, XV 1CSMGE, Istanbul. Balkema.*

SPENCER; WHITE; PRENTIS, Inc. (1986). “Lagging Design”, Sample Calculations provided by Tom Tuozzolo, Moretrench Geotec, Rockaway, NJ (unpublished).

STRECK, A. (1935). Verankerte Spundwände. *Mitt. Hannov. Hochschulgemeinschaft 16*, Berlin.

TEIXEIRA, A. H. (1993). Um Aperfeiçoamento das Sondagens de Simples Reconhecimento à Percussão. *Solos do Interior de São Paulo, ABMS, Capítulo 4, São Carlos*, p. 75-93.

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York.

VELLOSO, D. A. (1958). Considerações sobre o cálculo de cortinas com ficha descontínua. Relatório interno da empresa Estacas Franki LTDA.

VENÂNCIO, P. B. F. (2008). Dosagem de argamassa para estaca raiz. Dissertação de mestrado. Brasília, DF. Universidade de Brasília.

VERDEYEN, J.; ROISIN, V. (1952). Nouvelle Theorie du soutenement des excavations profondes. In: Conference du 15 Janvier. Paris: Centre D’Etude superieures, Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics.

VERMEER, P. A.; PUNLOR, A.; RUSE, N. (2001). Arching effects behind a soldier pile wall. *Computers and Geotechnics 28*, p. 379–396.

WEISSENBACH, A. (1962). Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. *Die Bautechnik 39*, p. 204-211.

WEISSENBACH, A. (1977). *Baugruben, Teil III : Berechnungsverfahren.* Berlin: Ernst & Sohn.

WEISSENBACH, A.; HETTLER, A.; SIMPSON, B. (2003). *"Stability of Excavations" chapter. Geotechnical Engineering Handbook - Volume 3: Elements and Structures.* Ernst & Sohn.

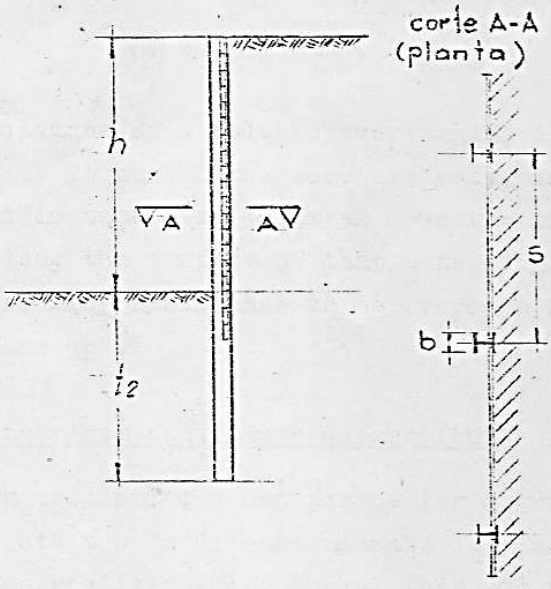
**ANEXO A – VELLOSO, 1958.**

CONSIDERAÇÕES SÔBRE O CÁLCULO DE CORTINAS COM FICHA DESCONTÍNUA

1) - Introdução

Inicialmente, cumpre-nos explicar o que entendemos por cortina com ficha descontínua. Assim chamamos a uma cortina constituida por peças (perfís metálicos, estacas, etc.) verticais cravadas até uma certa profundidade abaixo do fundo da escavação entre as quais são dispostas, acima da escavação, horizontalmente, pranchas de madeira. Nêste relatório vamos expor nosso critério de cálculo da ficha $t_2$ e do espaçamento S dos perfís.

2) - A cortina com ficha contínua e a estaca sob a ação de esforços horizontais.



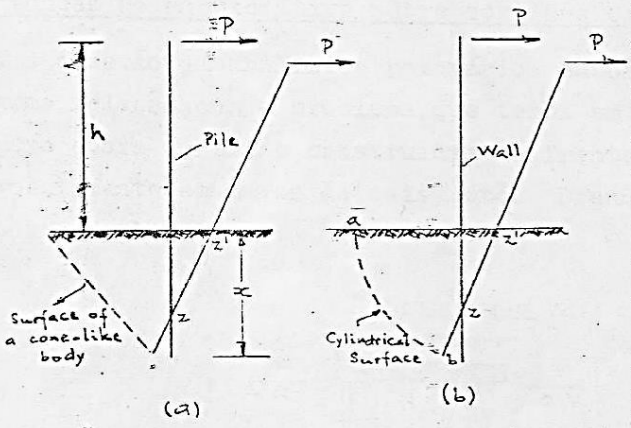

O problema que nos propomos a estudar está inteiramente ligado ao de uma cortina com ficha contínua e ao de uma estaca sob a ação de esforços horizontais. Com efeito, é fácil compreender que, para valores de S suficientemente pequenos, poder-se-á admitir que a cortina funcione como se tivesse como se tivesse ficha contínua. Aumentando-se S, poderemos ainda fazer o cálculo como cortina de ficha contínua levando em conta o efeito de arco entre os perfís verticais, porém, reduzindo-se o empuxo passivo. Finalmente, chegar-se-á a um certo valor de S para o qual os perfís verticais trabalharão independentemente, como estacas verticais submetidas a esforços horizontais.

Inicialmente, devemos mostrar que uma estaca vertical e uma cortina de ficha contínua resistem às solicitações que lhes são impostas de modo diferente. Para isso, transcrevemos o que diz Kmyaine

./.

(Bib. 1) sôbre o assunto:

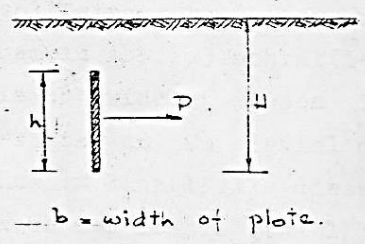
"Resistance of a Pole and of a Sheet - piling Wall compared - If the lateral pulling force is gradually increased, the center of rotation ("pivot" Z in fig. a) moves toward point Z' at the earth's surface, and finally a conelike body is pushed out. Experiments conducted at North Carolina State College, Raleigh, N.C., and by the state Highway Board of Goergia have shown that the resistance of a pole to overturuing is proportional to the square of the penetration depth (x in Fig. a).




It should be borne in mind, however that in the case of a sheet-piling wall, the resistance of a pole to overturning is proportional to $x$ and not to $x^2$. To push out a conelike body, as in the case of an isolated pole, it is necessary to break down the shearing resistance of the soil along the surface of that cone (fig. a). In the case of a wall, the shearing resistance to be overcome is that along a cylindrical surface ab".

3) - Ancoragem contínua e descontínua

Um problema que nos parece ter alguma semelhança com o que temos em vista é o do dimensionamento de placas de ancoragem. Estudos recentes realizados por Huekel (Bib. 2) mostraram que:



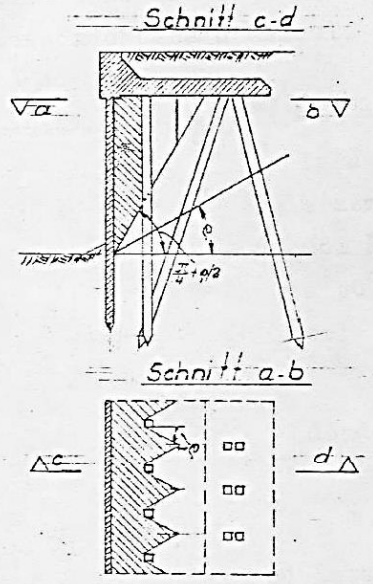

"The anchoring capacity of three plates - located at (b + H) centres, is the same as the capacity of three single, isolated plates. If placed closer together, the anchoring capacity of the set decreases. Hence, the distance between centres a = b + H may be considered as the limiting distance. A set of plates disposed in this manner shows an anchoring capacity of about 33 per cent less than anchoring capacity of a continuous plate having a

./.

width equal to the distance between extreme edges of outside plates. It was impossible to prove a "critical space" at which the anchoring capacity of a set of plates was equal to the anchoring capacity of a continuons plate. Even at an axial distance a = (b + 0,2 H), the anchoring capacity of the set was smaller than that of a corresponding continuons plate."

4) - Redução do empuxo ativo sôbre cortinas construidas na frente de estacas

Uma questão já analizada por vários autores e que nos parece ter alguma relação com o problema que temos em vista é a da redução do empuxo sôbre cortinas construidas na frente de estacas, como ocorre frequentemente em muros de cais, etc. Brennecke e Lohmeyer (Bib. 3), - por exemplo, dizem:

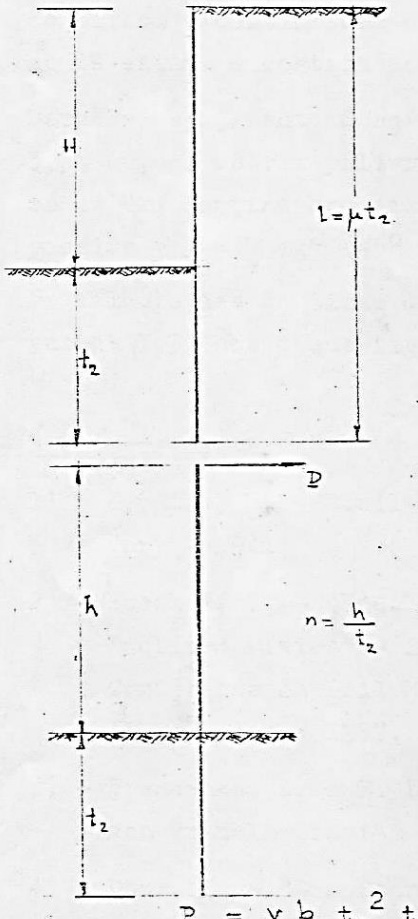



"Steht die wand vor deu Pfählen, so wird der sie treffende Erddruck zum großen Teil durch die Pfähle abgefangen. Für die Berechnung der Wand ergeben sich dann oft nur geringe Erddruckkräfte. Der Wasserdruck ist voll einzusetzen, der Erddruck kommt aber voll zur Wirkung nur aus dem in Abb.223 schraffierten Bodenstreifen hinter der Wand. Der Vergleich zwischen diesem Streifen und dem vollen Gleitkeil gibt einen Maßtab an, um wieviel der volle Erddruck zu verringern ist. Man zeichne im Einzelfalle dieses Bild auf, man wird dann je nach dem Abstande der Pfähle etwa 1/3 bis 2/3 der vollen Wertes erhaltem".

5) - Um critério de cálculo

Pelos fatos anteriormente expostos chegamos à conclusão que o cálculo de uma cortina com ficha descontínua não pode ser feito exatamente como se a cortina tivesse ficha contínua. Não podemos admitir que o efeito de arco substitua integralmente a cortina nos trechos entre perfis verticais, mas sim admitir que esta substituição seja parcial, tudo se passando como se houvesse uma redução do empuxo passivo.

Procurando estabelecer a referida redução do empuxo passivo, o primeiro cuidado que tivemos foi o de procurar um autor que apresentasse, sob as mesmas hipóteses, um cálculo de cortina e um cálculo de estaca sujeita a esforços horizontais. O único autor, dentre os que conhecemos, que abordou os dois assuntos foi Dörr em Bib. 4. Embora sua obra seja relativamente antiga, ainda é considerada pelos autores modernos devendo-se dizer que em obra muito recente (Bib. 5) seu processo é recomendado para o cálculo de fundações de pontes.




a) Cortina

Para uma cortina com ficha contínua e sem apôio superior e para um solo com ângulo de atrito interno igual a 30°, Dörr (Bib. 4 - pg. 26) fornece:

$$\mu = 1{,}69$$

donde concluimos:

$$t_2 = 1{,}45\ H:$$

b) Estaca

Para uma estaca com dimensão transversal normal ao plano vertical de atuação de P igual a b, cravada até uma profundidade $t_2$ em um solo de pêso específico $\gamma$ e ângulo de atrito interno $\varphi$, Dörr (Bib.4 - pg.10) fornece, para o máximo valor admissível de P, a expressão:

$$P = \gamma\, b\, t_2^{\,2}\, tg^2 \left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\tau'}{2(3n+\tau'+2)}$$

sendo:

$$\tau' = \frac{1}{2}\left[\sqrt{(3n+1)^2 + 2\,(3n+2)} - (3n+1)\right]$$

Admitindo, agora, que a força P decorra do empuxo ativo de um maciço de terra de altura H, isto é:

$$P = \frac{1}{2}\gamma H^2 \gamma \, s \, tg^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

teremos, para $\varphi = 30^\circ$:

Caso particular:
$\varphi = 30^\circ$
$\frac{h}{t_2} = n = 1{,}45$
$h = \frac{1}{3} H$
$\rightarrow \frac{S}{b} = 3{,}3$

$$SH^2 = 18 \, b \, t_2^2 \, \zeta$$

onde: $\zeta = \frac{\tau'}{2(3n+\tau'+2)}$

Sendo $\frac{h}{t_2} = n$ e $h = \frac{1}{3} H$, a relação (1) poderá ser escrita:

$$\frac{S}{b} = \frac{2\zeta}{n^2}$$

Para n = 1,45, obtemos $\frac{S}{b} = 3{,}3$. Então, se o espaçamento entre perfis fôr igual a 3,3 vezes sua largura, para uma dada altura de terra a ficha necessária é a mesma que se obteria considerando uma cortina de ficha contínua. Êste resultado, obtido para o caso particular de estaca e cortina sem apôio superior, foi por nós estendido ao caso de estaca e cortina com apôio superior.

Para um espaçamento S entre perfís maior que 3,3b computamos apenas 3,3b ou, em outras palavras: O cálculo será feito como se se tratasse de uma cortina com ficha contínua multiplicando o fator de empuxo passivo $\lambda_p = \gamma_0 \, tg^2 (45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ por um coeficiente k dado por: $\frac{3{,}3\,b}{S}$

No cálculo das cortinas do Edifício Avenida Central adotamos 3 em lugar de 3,3, com o que tivemos:

$$k = \frac{3 \times 12}{60} = 0{,}60$$

6) - Bibliografia


1) - Krynine, D. - "Soil Mechanics", - Mc Graw Hill Book Company - New York - 1941.

2) - Eueckel, S. - "Model Tests on Anchoring Capacity of Vertical and Inclined Plates" - in "Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering" - Vol. II - London - 1957.

3) - Brennecke, L. e E. Lohmeyer - "Der Grundbau" - 2. Band - Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn - Berlin - 1930.

4) - Dörr, H. - "Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich" - Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn - Berlin - 1922.

5) - Girkmann, K. e E. Königshofer" - Die Hochspannungs - Freileitungen" - Wien - Springer Verlag - 1952.

---oooOooo---

ESTACAS FRANKI LTDA.
Relatório T-16/58 - dav/nrl.-
Rio de Janeiro, 6 de maio de 1958.-

# ANEXO B – EMPUXO PASSIVO SOBRE ÁREAS DE PEQUENA LARGURA – WEISSENBACH, 1970.

## SUMÁRIO

**1. GENERALIDADES ..... 181**
1.1. Proposição ..... 181
1.2. Métodos de cálculo até agora adotados ..... 182
1.3. Programa de ensaios ..... 183
**2. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE EMPUXO PASSIVO ..... 185**
2.1. Preparação dos ensaios ..... 185
2.2. Preparação dos ensaios em escala natural ..... 186
2.3. Preparação dos ensaios em modelos ..... 187
2.4. Descrição do ensaio ..... 187
2.5. Superfície de ruptura ..... 188
**3. MÉTODOS DE CÁLCULO ..... 188**
3.1. Ângulo de atrito interno – ângulo de atrito da parede e coesão aparente ..... 188
3.2. Coeficientes de empuxo passivo para solos com atrito e coesão ..... 190
3.3. Larguras equivalentes para o atrito lateral ..... 192
3.4. Largura crítica ..... 193
3.5. Distância crítica entre estacas ..... 194
3.6. Ponto de aplicação da resultante ..... 194
3.7. Grandeza dos deslocamentos ..... 195
3.8. Método de cálculo simplificado ..... 196
3.9. Coeficientes de segurança ..... 198

# 1. GENERALIDADES

## 1.1. Proposição

Um dos métodos mais econômicos para o escoramento de valas construídas a céu aberto é o denominado “Método de Berlim”. Este método consiste essencialmente em se cravar estacas metálicas espaçadas de 1 a 3 m e se colocar entre elas pranchões horizontais de madeira, formando uma parede contínua.

Esse método também foi empregado com sucesso na construção do metropolitano de Hamburgo. Para as profundidades usuais da ordem de 10 m, perfis metálicos de abas largas IPB-300 são cravados com um espaçamento de 2,5 m, escorando-se uma parede contra a outra com dois níveis de estroncas horizontais (Figura 1).

Abaixo do fundo da escavação as estacas são suportadas por empuxo passivo contra o terreno. Em Hamburgo, o empuxo passivo atuante na parte engastada das estacas foi bem maior que o de Berlim, apesar das estroncas nesta última estarem espaçadas de 2,0 m e suportadas entre si por três níveis de escoras.

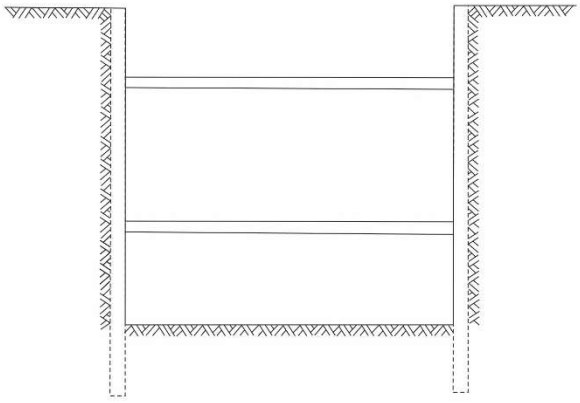


Figura 1 - Seção normal para o metrô de Hamburgo.

Um dos fatores determinantes nas tensões atuantes nas estacas metálicas da parede é a altura da escora inferior em relação ao fundo da escavação. Essas tensões dependem também do comprimento de engastamento das estacas, uma vez que por motivos construtivos, a estronca inferior não pode ser colocada tão próxima do fundo quanto seria desejável.

Por sua vez, o comprimento de engastamento é função da grandeza do empuxo passivo disponível, do ponto de aplicação de sua resultante e da grandeza dos deslocamentos que a estaca pode tolerar.

O presente trabalho trata das três questões mencionadas no caso de existirem areias sob a base da escavação, ou seja, na zona de engastamento das estacas. Além disso, estuda-se também os valores de ângulo de atrito solo-parede e coeficientes de empuxo passivo a serem utilizados nos cálculos.

## 1.2. Métodos de cálculo até agora adotados

Os métodos de cálculo até agora estudados foram aplicados aos quatro casos abaixo:

1) Placas de ancoragem
2) Duques d'alba
3) Cilindros
4) Estacas e segmentos de paredes

O primeiro caso foi estudado por Buchhclz (5) e Petermann (12). Trata-se de placas de ancoragem cujo cobrimento de terra varia até 4,5 vezes a sua altura e que pouco se assemelham aos casos tratados no presente artigo. Além disso, no cálculo de placas de ancoragem, o ângulo de atrito da parede é desprezível.

As hipóteses de cálculo para duques d'alba foram investigadas por Blum (4) e por Bayer (2). Através de ensaios "in situ" de duques d'alba, Mueller (11) confirmou os resultados encontrados por Blum. Constatou-se então, que no dimensionamento dessas estruturas, o fator determinante não é o empuxo passivo mas sim a inclinação das estacas. De qualquer forma, o comportamento dessas estruturas em relação ao solo difere totalmente do caso de estacas metálicas de escoramento.

Baseando-se em resultados de ensaios Steinfeld (18) e Giase (9), estabeleceram equações empíricas para a determinação do empuxo passivo em estacas de seção circular passível de deslocamento em qualquer direção. Os resultados obtidos por esses investigadores só poderiam ser aplicáveis ao caso de estacas metálicas adotando-se certas hipóteses arbitrárias. Além disso, também

nesse caso, a influência do ângulo de atrito da parede não foi abordada de forma conclusiva.

Os métodos para cálculo do empuxo passivo atuante sobre estacas e segmentos de parede foram investigados por Krey (10) e Brenneeke – Lohmeyer (5), porém não foram confirmados por ensaios, além de não considerarem a influência do ângulo de atrito da parede.

Baseado em ensaios de peças metálicas com até 35 cm de engastamento, Dinglinger (7) e Rathje (4) propuseram métodos de cálculo para parede com estacas metálicas; Zweck (21) estudou o problema do empuxo passivo atuante sobre paredes de largura limitada. Dinglinger restringe a aplicação de seu método de cálculo aos ensaios executados; as sugestões de Rathje e Zweck são fundamentalmente contraditórias.

Em todos esses casos deve-se mencionar que os métodos de cálculo propostos não consideram a influência da compacidade da areia.

### 1.3. Programa de ensaios

Os resultados dos ensaios conduzidos até o presente, não são suficientes para permitir o dimensionamento de escoramento de escavações de maneira econômica e segura.

Atendendo a recomendações do “Departamento Geral de Novas Obras do Metrô” a direção do Departamento de Construções Subterrâneas de Hamburgo decidiu executar uma série intensa de ensaios visando estudar o problema da determinação do empuxo passivo atuante sobre estacas de aço de paredes de escoramento. O programa visava esclarecer a influência dos seguintes fatores:

1) Dimensões da parede sujeita a empuxo,
2) Compacidade do solo,
3) Ângulo de atrito solo-parede
4) Coesão aparente das areias,
5) Deformação da parede.

Para tanto, foram preparados e executados os seguintes programas de ensaios:

1. Ensaios “in situ” de escala 1:1, nos quais foram variados a largura da estaca metálica, o comprimento de engastamento e a compacidade da areia. Esses ensaios foram executados na escavação da obra do Metrô “Steinstrasse”, do novo trecho “Rathaus – Wandsbeek – Gartenstadt”, em Hamburgo.

2. Ensaios em modelos na escala 1:10, nos quais foram variados a largura da barra sujeita a empuxo, o comprimento de engastamento, a compacidade da areia, o teor de umidade da areia e o ângulo de atrito da parede. Esses ensaios foram conduzidos em um laboratório da obra do metrô “Steinstrasse”.

3. Caracterização da areia utilizada. Além da determinação da granulometria e porosidade da areia foram executados um grande número de ensaios de cisalhamento direto, a fim de esclarecer a relação existente entre a compacidade e o ângulo de atrito da areia. Esses ensaios foram realizados pelo Instituto Federal para Construções Hidráulicas, Departamento de Hamburgo. No laboratório foram também estudados os ângulos de atrito entre a areia e diversos materiais de construção, enquanto que a determinação da coesão aparente da areia úmida foi feita em uma vala de construção.

4. Aferição dos equipamentos para medida dos esforços atuantes, teor de umidade e compacidade. Os ensaios de aferição foram feitos em laboratório e parcialmente também no Departamento de Ensaios de Materiais da Escola de Engenharia de Hamburgo.

   Devido à separação de ensaios em modelos e ensaios em escala natural, foi possível investigar uma larga faixa entre o menor e o maior comprimento de engastamento. Isto parecia importante, pois os ensaios de empuxo passivo executados até o momento sempre se limitaram a uma faixa de no máximo três vezes o mínimo comprimento. Por esse motivo, o significado desses ensaios foi muito diminuído, pois não é possível separar, em uma faixa tão estreita, as diversas influências acima citadas. Os ensaios em questão, por sua vez, abrangem uma faixa que vai desde o comprimento de engastamento de 10 cm até o de 2,5 m, isto é, de uma até 25 vezes o valor do comprimento mínimo.

# 2. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE EMPUXO PASSIVO

## 2.1. Preparação dos ensaios

A ideia básica na preparação dos ensaios foi colocar a barra em experiência como uma viga simplesmente apoiada, atuada por esforços horizontais. O apoio superior era constituído por um dinamômetro H e o inferior pelo empuxo passivo do solo. Nos ensaios em que a barra era impedida de se mover verticalmente, o esforço vertical aplicado era medido pelo dinamômetro V. A parcela horizontal do empuxo passivo pode ser determinada por diferença entre a carga aplicada Z ou D e a reação H. Outrossim, a disposição escolhida para o ensaio e os valores medidos permitiram calcular a localização da resultante do empuxo passivo (Figura 2).

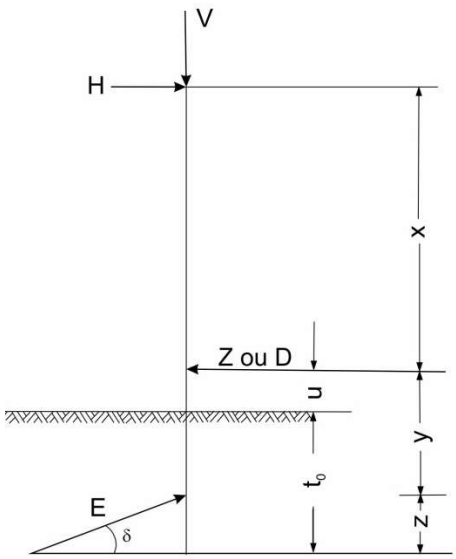



Figura 2 - Disposição do ensaio.

Foram tomadas precauções especiais para que nenhum atrito prejudicasse a medição exata dos esforços H, V e Z ou D. Todos os aparelhos para a transmissão dos esforços citados foram construídos com conexões articuladas. Procedeu-se de forma semelhante para com os aparelhos que guiavam as barras de prova transversalmente ao plano do ensaio, não permitindo que girassem em torno do seu eixo longitudinal. Através dessas precauções foram totalmente eliminadas quaisquer resistências secundárias.

## 2.2. Preparação dos ensaios em escala natural

Para os ensaios com protótipos foram usados perfis laminados I 100, IPB 100, I 200, IPB 200, I 300 e IPB 300 com larguras de aba de 5 a 30 cm e comprimentos de 8,0 m a 12, 5 m. Esses perfis foram primeiramente colocados no fundo da vala, entre duas escoras, e cravados com um bate-estacas de queda livre a uma profundidade de 1,20 a 3,20 m.

Pouco antes do início do ensaio, o solo na frente da estaca foi removido em cerca de 20 cm (Figura 3).

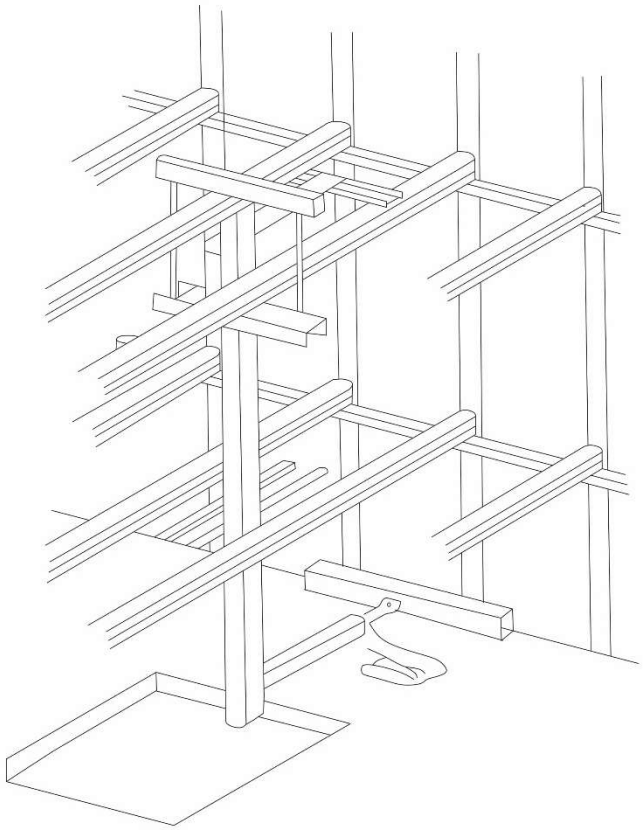


Figura 3 - Representação isométrica de um ensaio em escala natural.

Os esforços foram medidos por dinamômetros hidráulicos aferidos, com capacidades para 5, 10, 20 e 50 tf, de forma que para cada área de medição pudesse ser escolhido o dinamômetro mais adequado. Para aumentar a exatidão de medida na faixa inicial, os instrumentos foram providos de um segundo manômetro, cuja capacidade era 10% da carga do manômetro principal.

Uma parte dos ensaios foi repetida com comprimento de engastamento e compacidade diferentes. Para tanto, o perfil ensaiado foi arrancado, sendo reposta e recompactada a areia.

## 2.3. Preparação dos ensaios em modelos

Não é possível descrever a aparelhagem de ensaio em todos os seus detalhes. Portanto, será mencionado apenas o mais importante.

O equipamento consistiu essencialmente de um recipiente de 60 cm de diâmetro, uma estrutura de suporte e da barra (estaca) de ensaio. Através de um fundo intermediário, a profundidade de 45 cm do recipiente pode ser reduzida a 25 cm.

A barra de ensaio era substituível podendo ser trocada conforme a necessidade. Assim, o comprimento de engastamento variou de 10 a 40 cm, e a largura da barra de 2 mm a 23 cm.

A força de tração aplicada por um dispositivo especial foi medida por um dinamômetro de molas e transmitido para a barra de ensaio através de um anel aberto que não permitia forças transversais. As reações de apoio eram transmitidas por meio de rótulas para dois dinamômetros pequenos. Assim como nos ensaios em escala natural, também nos ensaios em modelos, cuidou-se de que não surgissem resistências secundárias ou de atrito.

Em alguns casos não foi usado o aparelho para medição da reação de apoio V, sendo medido em vez deste o deslocamento vertical.

## 2.4. Descrição do ensaio

No início do ensaio os dinamômetros eram ajustados de tal forma que todos os esforços se equilibrassem sem que nenhum esforço fosse transmitido ao solo ensaiado.

A carga máxima de ensaio foi aplicada em 15 estágios sucessivos. Em cada estágio aguardou-se até a estabilização das deformações. Somente no caso de barras muito delgadas houve necessidade de um tempo mais prolongado, mas também nesses casos, somente depois de ultrapassada metade da carga máxima.

Depois da estabilização das deformações procedia-se a leitura dos aparelhos de medição. Desta forma cada ensaio demorou cerca de meia até uma hora.

### 2.5. Superfície de ruptura

Para melhor poder constatar a forma da superfície de ruptura do solo, foram feitos dois ensaios adicionais em modelos, empregando-se camadas de areia colorida, uma vez com movimento vertical da estaca e a outra com movimento vertical impedido. Neste último, observou-se uma superfície de deslizamento curva enquanto que no primeiro ensaio a superfície de deslizamento observada era plana. Isto confirmou os respectivos ensaios descritos por Streck (19).

## 3. MÉTODOS DE CÁLCULO

### 3.1. Ângulo de atrito interno – ângulo de atrito da parede e coesão aparente

Na determinação da resistência ao cisalhamento da areia por meio de um equipamento de cisalhamento direto do tipo desenvolvido por Krey, observou-se um aumento do ângulo de atrito de 30º para 47º, quando a densidade relativa passava de zero a um. Estes valores confirmam aqueles indicados por Petermann (12), Schultze (15) e Zmoltczyk (17).

Tabela I

| Referência | Tipo de Ensaio | Tensão normal | $I_D=0$ | $I_D=1$ |
|---|---|---|---|---|
| Petermann | Cis. Direto | $\sigma$=1 kgf/cm² | $\varphi$=34º | $\varphi$=47º |
| Schultze | Triaxial | - | $\varphi$=29º | $\varphi$=45º |
| Smoltzyk | Cis. Direto | $\sigma$=0,42 kgf/cm² | $\varphi$=30º | $\varphi$=58º |
| Smoltzyk | Cis. Direto | $\sigma$=2,60 kgf/cm² | $\varphi$=27º | $\varphi$=48º |

A avaliação dos ensaios de empuxo passivo mostrou que para uma mesma compacidade relativa e para uma profundidade de engastamento até cerca de $t_0$=1,0 m, os valores do ângulo atrito determinados num ensaio de cisalhamento direto podem ser diretamente introduzidos nos cálculos. Para áreas estreitas e profundidades maiores que $t_0$=1,0 m, o ângulo de atrito atuante diminui, atingindo um valor mínimo de $\varphi$=30º, para $t_0$=3,0 m ou mais. Usando-se esse valor do ângulo de atrito em casos de grandes profundidades de engastamento, provavelmente se estará do lado da segurança no caso de solos mais compactos, os quais, no entanto, só podem ser obtidos artificialmente. Para paredes de extensão infinita (por exemplo, uma cortina de estacas prancha), poderá ser introduzido no cálculo um ângulo de atrito não reduzido, também para grandes profundidades de engastamento.

Infelizmente, os ensaios ora efetuados não permitiram responder à pergunta de maneira satisfatória.

Os resultados dos ensaios também permitiram reconhecer que os ângulos de atrito entre areia e paredes feitas com diversos materiais, por exemplo, para o aço aproximadamente 27,5º, podem ser introduzidos no cálculo na sua totalidade, quando não se adotar a hipótese de superfície plana de ruptura e quando forem satisfeitas as hipóteses necessárias para atuação, sobre a estaca, de forças inclinadas.

Uma grande parte dos ensaios foi feita em areia com 3% de umidade. Considerando a tensão capilar da água intersticial em areia grossa, média e fina, chegou-se a valores aproximados para coesão aparente das areias c=0,1 t/m² para uma areia fofa ($I_D$=0) e c=0,2 t/m² para areia compacta ($I_D$=1). Esses valores coincidem com os dados encontrados por Rathje (14), Buchholz (6), Petermann (12), Steinfeld (18) e Giese (9).

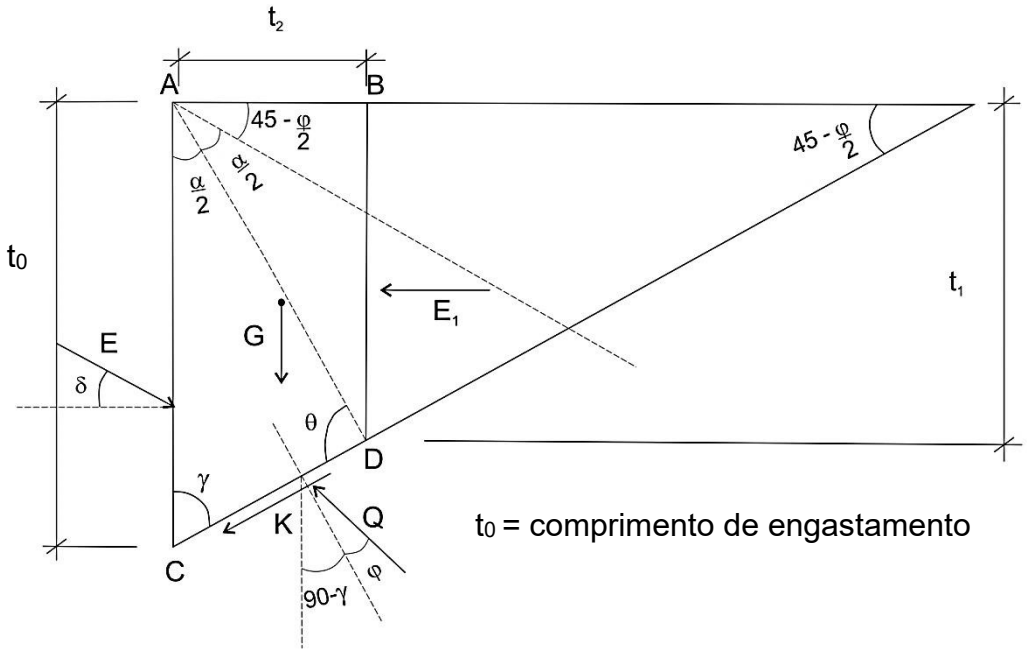
A influência da coesão aparente das areias no empuxo passivo é considerável: nas profundidades de engastamento usuais, que variam de 1 a 2 m, a parcela devida à coesão aparente no total do empuxo representa 15 a 25%. Quando o solo não estiver sujeito a ressecamento ou inundação, não haverá razão para desprezar a influência da coesão aparente no empuxo passivo.

### 3.2. Coeficientes de empuxo passivo para solos com atrito e coesão

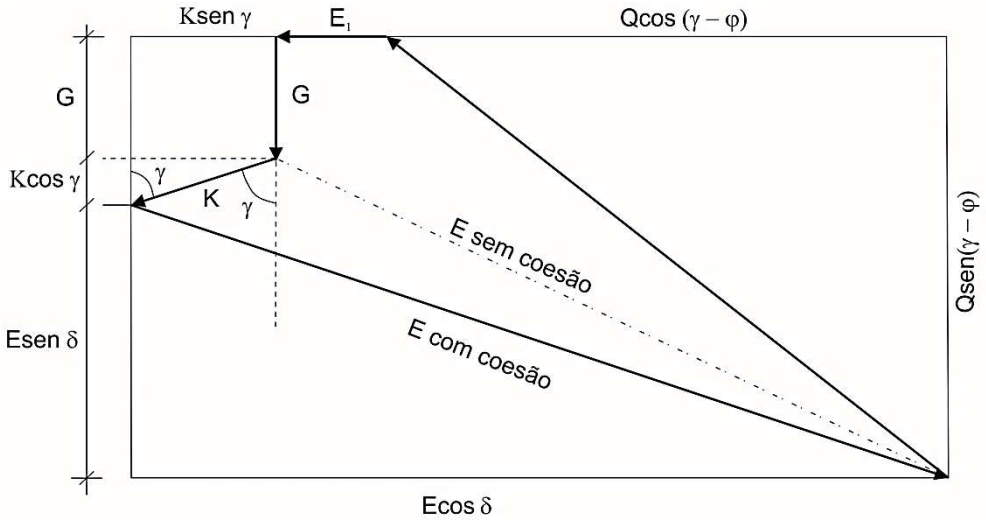
A interpretação dos resultados dos ensaios é baseada no coeficiente de empuxo passivo de Streck (19), que resulta de um diagrama de carregamento segundo a Figura 4. A utilização desse diagrama é recomendável, porquanto os coeficientes de empuxo dele obtidos para $\delta$=27,5º, são os menores até hoje publicados.

As investigações de Streck se limitaram somente a solos não coesivos. Por essa razão sua teoria foi estendida para abranger também solos com coesão. A tabela de Streck para coeficientes de empuxo devido ao atrito foi estendida com a inclusão do coeficiente de empuxo passivo devido à coesão (tabela II). O empuxo passivo pode então ser calculado pela seguinte equação:

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma k_p^{\varphi} t_0^2 b_0 + 2ck_p^c t_0 b_0 \qquad (1)$$




a) Superfície de ruptura adotada; solos com atrito e coesão




b) Diagrama de forças

Figura 4 - Superfície de ruptura adotada e forças admitidas por Streck.

Tabela II – Coeficientes de empuxo passivo segundo as hipóteses de Streck, válidos para ângulos de atrito da parede negativos.

Coeficientes $k_p^{\varphi}$ para a parcela de atrito:

| δ \ φ | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 | 47,5 | 50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1,70 | 1,86 | 2,04 | 2,24 | 2,47 | 2,71 | 3,00 | 3,32 | 3,70 | 4,11 | 4,60 | 5,16 | 5,82 | 6,62 | 7,55 |
| 5 | 1,87 | 2,05 | 2,28 | 2,51 | 2,79 | 3,08 | 3,45 | 3,85 | 4,31 | 4,85 | 5,48 | 6,22 | 7,09 | 8,10 | 9,43 |
| 10 | 2,01 | 2,22 | 2,48 | 2,75 | 3,08 | 3,43 | 3,87 | 4,35 | 4,91 | 5,59 | 6,36 | 7,28 | 8,40 | 9,20 | 11,50 |
| 15 | 2,25 | 2,38 | 2,67 | 2,98 | 3,35 | 3,76 | 4,27 | 4,83 | 5,50 | 6,31 | 7,24 | 8,38 | 9,77 | 11,50 | 13,50 |
| 17,5 | | 2,63 | 2,77 | 3,09 | 3,48 | 3,92 | 4,48 | 5,07 | 5,80 | 6,67 | 7,69 | 8,95 | 10,50 | 13,40 | 14,70 |
| 20 | | | 3,11 | 3,23 | 3,62 | 4,08 | 4,65 | 5,31 | 6,10 | 7,03 | 8,15 | 9,53 | 11,20 | 13,30 | 15,00 |
| 22,5 | | | | 3,70 | 3,81 | 4,27 | 4,85 | 5,56 | 6,41 | 7,41 | 8,62 | 10,10 | 12,00 | 14,30 | 13,50 |
| 25 | | | | | 4,40 | 4,57 | 5,11 | 5,84 | 6,72 | 7,82 | 9,12 | 10,70 | 12,80 | 15,30 | 13,50 |
| 27,5 | | | | | | 5,24 | 5,46 | 6,15 | 7,12 | 8,27 | 9,64 | 11,40 | 13,60 | 15,40 | 16,90 |
| 30 | | | | | | | 5,75 | 6,65 | 7,57 | 8,77 | 10,20 | 12,10 | 14,50 | 17,50 | 21,50 |
| 32,5 | | | | | | | | 8,55 | 8,25 | 9,46 | 11,00 | 13,00 | 15,60 | 18,90 | 23,20 |
| 35 | | | | | | | | | 11,20 | 10,50 | 12,00 | 14,10 | 16,00 | 20,00 | 25,50 |
| 37,5 | | | | | | | | | | 15,10 | 13,60 | 15,70 | 18,50 | 22,50 | 22,90 |
| 40 | | | | | | | | | | | 21,20 | 18,30 | 21,00 | 25,40 | 31,10 |
| 42,5 | | | | | | | | | | | | 31,90 | 25,50 | 29,50 | 35,00 |
| 45 | | | | | | | | | | | | | 33,10 | | 43,90 |

Coeficientes $k_p^c$ para a parcela de coesão:

| δ \ φ | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 | 47,5 | 50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1,30 | 1,35 | 1,43 | 1,50 | 1,67 | 1,65 | 1,73 | 1,82 | 1,92 | 2,02 | 2,14 | 2,27 | 2,41 | 2,57 | 2,76 |
| 5 | 1,44 | 1,33 | 1,60 | 1,68 | 1,77 | 1,87 | 1,93 | 2,09 | 2,23 | 2,38 | 2,54 | 2,71 | 2,92 | 3,15 | 3,41 |
| 10 | 1,55 | 1,65 | 1,74 | 1,84 | 1,95 | 2,07 | 2,20 | 2,34 | 2,52 | 2,70 | 2,91 | 3,13 | 3,40 | 3,70 | 4,05 |
| 15 | 1,70 | 1,77 | 1,86 | 1,97 | 2,10 | 2,24 | 2,30 | 2,55 | 2,76 | 2,95 | 3,23 | 3,51 | 3,84 | 4,22 | 4,85 |
| 17,5 | | 1,93 | 1,92 | 2,03 | 2,16 | 2,31 | 2,47 | 2,65 | 2,87 | 3,11 | 3,38 | 3,69 | 4,05 | 4,46 | 4,54 |
| 20 | | | 2,08 | 2,00 | 2,22 | 2,37 | 2,53 | 2,75 | 2,97 | 3,23 | 3,52 | 3,85 | 4,25 | 4,70 | 5,22 |
| 22,5 | | | | 2,27 | 2,29 | 2,43 | 2,62 | 2,82 | 3,05 | 3,34 | 3,65 | 4,02 | 4,45 | 4,54 | 5,40 |
| 25 | | | | | 2,48 | 2,50 | 2,69 | 2,80 | 3,15 | 3,45 | 3,77 | 4,16 | 4,81 | 5,14 | 5,75 |
| 27,5 | | | | | | 2,73 | 2,77 | 2,95 | 3,23 | 3,54 | 3,88 | 4,22 | 4,77 | 5,34 | 6,00 |
| 30 | | | | | | | 3,03 | 3,65 | 3,32 | 3,63 | 3,99 | 4,41 | 4,93 | 5,54 | 6,24 |
| 32,5 | | | | | | | | 3,39 | 3,42 | 3,73 | 4,11 | 4,54 | 5,03 | 5,73 | 6,46 |
| 35 | | | | | | | | | 3,87 | 3,87 | 4,24 | 4,68 | 5,24 | 5,93 | 6,72 |
| 37,5 | | | | | | | | | | 4,43 | 4,42 | 4,85 | 5,42 | 6,14 | 5,83 |
| 40 | | | | | | | | | | | 5,30 | 5,12 | 5,67 | 6,42 | 7,25 |
| 42,5 | | | | | | | | | | | | 6,45 | 6,08 | 6,78 | 7,68 |
| 45 | | | | | | | | | | | | | 8,28 | | 8,20 |

### 3.3. Larguras equivalentes para o atrito lateral

Os resultados dos ensaios demonstraram sem margem de dúvida, que o empuxo lateral varia linearmente com a profundidade de engastamento $t_0$. Como empuxo lateral, entende-se o empuxo passivo em excesso daquele atuante apenas sobre a largura da parede, devido à ação do solo existente em ambos os lados da mesma. Tanto a interpretação dos resultados dos ensaios como também cálculos baseados em superfícies de ruptura compatíveis com esses resultados confirmam que a largura equivalente, para a parcela de atrito, pode ser obtida pela fórmula:

$$b'_{s,\varphi} = 0{,}60(tan\varphi)t_0 \qquad (2)$$

e a largura equivalente para a parcela de coesão pela expressão:

$$b'_{s,c} = 0{,}90(1 + tan\varphi)t_0 \qquad (3)$$

Essas larguras equivalentes são independentes do fato da estaca sofrer ou não movimentos verticais e portanto, independem também do ângulo de atrito da parede. Na determinação do empuxo resistente total de uma parede, a largura total

($b_0$ + $b'_s$) é introduzida na equação de empuxo passivo (1), resultando a seguinte equação:

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma\, k_p^{\varphi}\, t_0^2\left(b_0 + b'_{s,\varphi}\right) + 2\, c\, k_p^{c}\, t_0 (b_0 + b'_{s,c}) \tag{4}$$

### 3.4. Largura crítica

Para cada comprimento de engastamento corresponde uma certa largura de parede, abaixo da qual não seria possível desenvolver o máximo empuxo passivo; tudo se passaria como se a estaca cortasse o solo como uma faca (Figura 5).

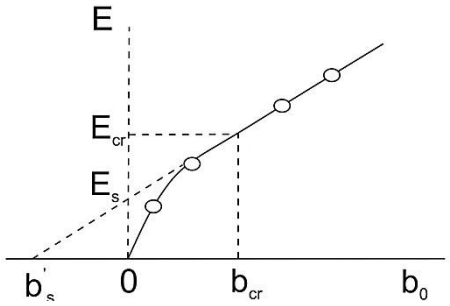



Figura 5 – Relação entre empuxo passivo e largura da parede.

Essa largura máxima chama-se “largura crítica”. Ela pode ser obtida por uma fórmula empírica simples:

$$b_{cr} = 0{,}30 t_0 \tag{5}$$

e praticamente independe da compacidade e do ângulo de atrito da parede. Para larguras $b_0$ menores que essa largura crítica, o empuxo passivo pode ser calculado aproximadamente pela equação:

$$E \approx E_{cr}\sqrt{\frac{b_0}{b_{cr}}} \tag{6}$$

onde $E_{cr}$ é o empuxo passivo calculado para uma parede, cuja largura é igual a largura crítica $b_{cr}$.

### 3.5. Distância crítica entre estacas

Se duas estacas vizinhas se aproximarem mais do que um determinado espaçamento, os empuxos laterais irão se superpor. Pelas hipóteses de cálculo para determinação do empuxo lateral pode-se deduzir que esse espaçamento será atingido quando o vão entre estacas $b_l$ for:

$$b_l = \frac{1}{2} t_0 \qquad (7)$$ quando nada se opõe ao movimento vertical da estaca.

$$b_l = t_0 \qquad (8)$$ quando o movimento vertical da estaca é impedido.

Se o espaçamento entre estacas for maior que o espaçamento crítico, poder-se-á considerar cada estaca atuando isoladamente.

Ao contrário, se o espaçamento for menor que o crítico, o cálculo deverá ser verificado para que a soma dos empuxos atuantes nas estacas não seja maior que o empuxo passivo que se teria na hipótese de que a parede fosse contínua (e não construída por superfícies discretas). Neste cálculo, o empuxo passivo para uma parede de largura $b_0$ pode ser calculado, conforme o caso com ou sem atrito na parede.

Em qualquer caso, se o espaçamento entre estacas for $b_l$ (espaçamento crítico) deverá ser adotado um ângulo de atrito da parede nulo ($\delta$=0).

### 3.6. Ponto de aplicação da resultante

Como a parcela do empuxo lateral devido ao atrito varia com o cubo do comprimento de engastamento e a parcela devida à coesão com o quadrado, a sua resultante se situará a maior profundidade do que a resultante do empuxo passivo atuante na largura $b_0$. Na prática, contudo, é usual desprezar essa diferença. Portanto recomenda-se que, o ponto de aplicação da resultante, no instante da ruptura seja admitido a uma distância a contar da ponta da estaca igual a:

$$z_R = 0{,}30 t_0 \qquad (9)$$

Conforme os resultados dos ensaios o demonstram, para o empuxo de trabalho das estacas a resultante do empuxo passivo se situa um pouco mais alta que no instante da ruptura. Nesse caso, pode-se considerar que o ponto de aplicação da resultante está a uma distância dada pela expressão:

$$z_A = 0{,}40 t_0 \tag{10}$$

medida a partir da ponta da estaca, quando as tensões admissíveis forem calculadas para a metade da carga de ruptura. Isto vale também para uma parede de comprimento infinito.

### 3.7. Grandeza dos deslocamentos

Interpretando-se os resultados dos deslocamentos medidos nos ensaios, obteve-se uma correlação entre a deformação $s_R$ que ocorre no estágio de ruptura e as deformações $s_A$ que ocorrem quando as tensões atingem metade da carga de ruptura. Os resultados são válidos para areia úmida, com movimento vertical da estaca, para comprimentos de engastamento de 0,50 até 3,00 m.

Para larguras inferiores à largura crítica, os deslocamentos podem ser expressos pelas seguintes fórmulas:

$$s_R = 32 \frac{1}{f_D} \frac{t_0^2}{\sqrt{b_0}} \tag{11}$$

$$s_A = 1{,}4 f_D \sqrt{\frac{t_0^3}{b_0}} \tag{12}$$

e para larguras maiores que a largura crítica:

$$s_R = 59 \frac{1}{f_D} \sqrt{t_0^3} \tag{13}$$

$$s_A = 2{,}6 f_D t_0 \tag{14}$$

Nessas expressões, a deformação resulta em milímetros, enquanto que o comprimento de engastamento deve entrar em metros. O fator $f_D$ indica a influência da compacidade e pode ser obtido pela expressão:

$$f_D = 1 + \frac{1}{2} I_D \tag{15}$$

### 3.8. Método de cálculo simplificado

Na prática, o cálculo do empuxo passivo sobre pequenas áreas pode ser ainda mais simplificado. No geral, o peso próprio das estacas, pranchões e escoras, é suficiente para impedir o levantamento da estaca, podendo ser admitido um ângulo de atrito da parede de $\delta$=27,5º. Restam ainda como variáveis as dimensões da parede, o peso específico, o ângulo de atrito e a coesão do solo.

O cálculo simplificado se baseia nas equações (2) a (5). Através da transformação de fórmulas pode ser obtido o valor do empuxo passivo atuante numa estaca, como segue:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma w_A t_0^3 + 2 c w_c t_0^2 \tag{16}$$

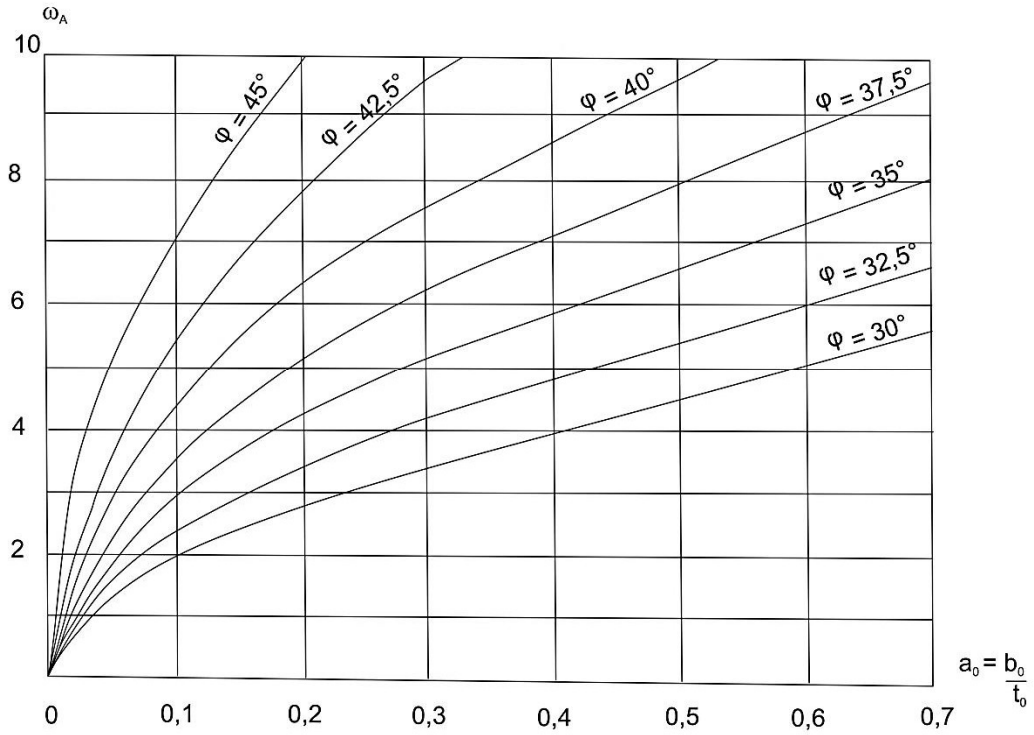
Os valores $w_A$ e $w_C$ dependem da relação:

$$a_0 = \frac{b_0}{t_0} \tag{17}$$

e do ângulo de atrito $\varphi$, podendo ser obtido da Figura 6.

Também as equações (12) e (14) podem ser simplificadas na prática. Se para o grau de compacidade médio $I_D$=0,50, e segundo a equação (15) for aplicado o coeficiente $f_D$=1,25, após uma transformação correspondente, será obtida a relação simples constante da Figura 7. Assim, com os valores $a_0$ e $t_0$, já conhecidos do cálculo do empuxo passivo, poder-se-á determinar o deslocamento da estaca no caso de tensões admissíveis.

Coeficiente $w_A$ para o atrito:




Coeficiente $w_C$ para a coesão:

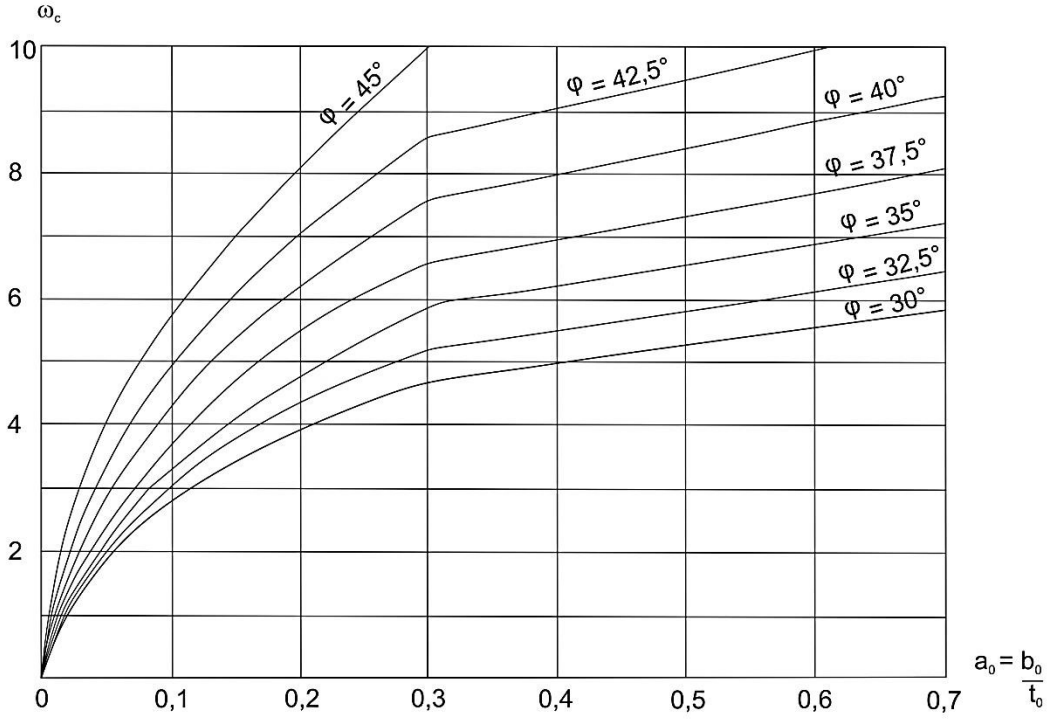



Figura 6 – Coeficientes para cálculo de empuxo passivo.

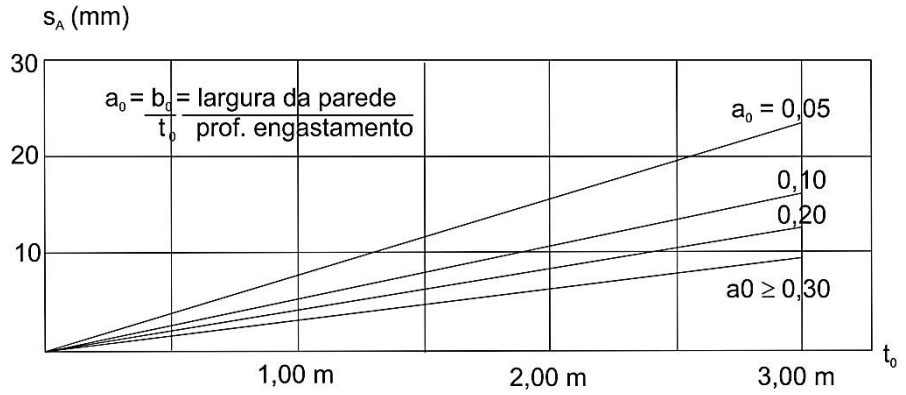



Figura 7 – Deslocamentos para metade da carga de ruptura.

### 3.9. Coeficientes de segurança

No caso de poderem ser utilizadas as hipóteses de cálculo descritas nos itens 3.1 até 3.4 e 3.8, sendo introduzida no cálculo a coesão aparente da areia úmida, o coeficiente de segurança a aplicar deverá ser F=2,0.

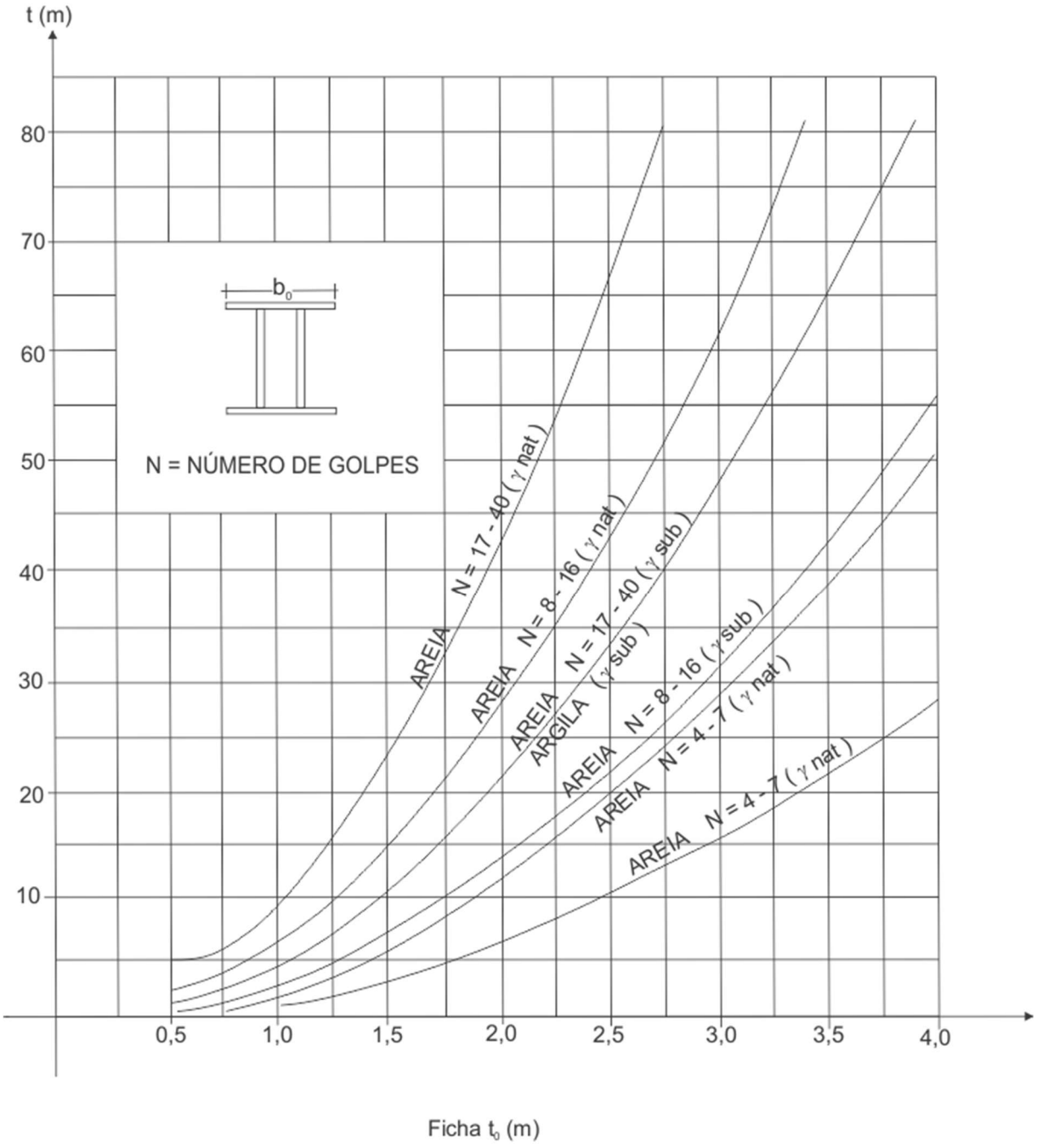
Fazendo-se contudo cálculos com os parâmetros de resistência recomendados pela Comissão de Portos, Rios e Canais (Alemanha), então seria suficiente adotar-se um coeficiente de segurança F=1,5 pois tem-se ainda uma margem de segurança aceitável.

Para obras provisórias, o coeficiente de segurança a ser aplicado poderá ser reduzido, quando os deslocamentos da parede não forem importantes. Contudo, o coeficiente de segurança adotado não deverá ser inferior a F=1,2.

Nas obras sensíveis a deformações do solo, o deslocamento admissível poderá condicionar a carga de trabalho a um valor admissível inferior à metade da tensão de ruptura. Se os deslocamentos forem calculados segundo as hipóteses de cálculo dos itens 3.7 ou 3.8, deverá ser aplicado um coeficiente de segurança de F=2,0.

**Empuxo passivo contra perfis cravados, $b_0$=30 cm no limite de ruptura, conforme Weissenbach:**

1. Empuxo passivo em função do tipo de solo e ficha:




O valor tirado do diagrama deverá ser 1,5 vezes maior que a força atuante.

2. Aplicação para o caso de larguras de perfil diferentes

O diagrama anterior vale para uma faixa de:

$$27\ cm\ \leq b_o \leq 33\ cm$$

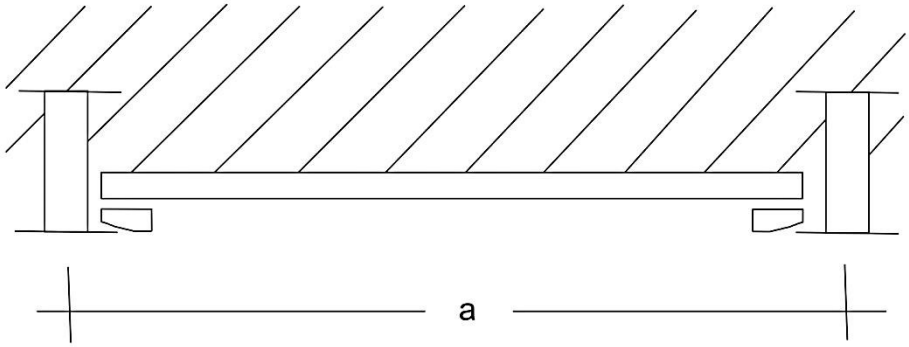
Para larguras fora dessa faixa, o empuxo passivo será igual a:

$$E'_{ph} = E_{ph(Diagrama)} \sqrt{\frac{b_{o\ exist}[cm]}{30}}$$

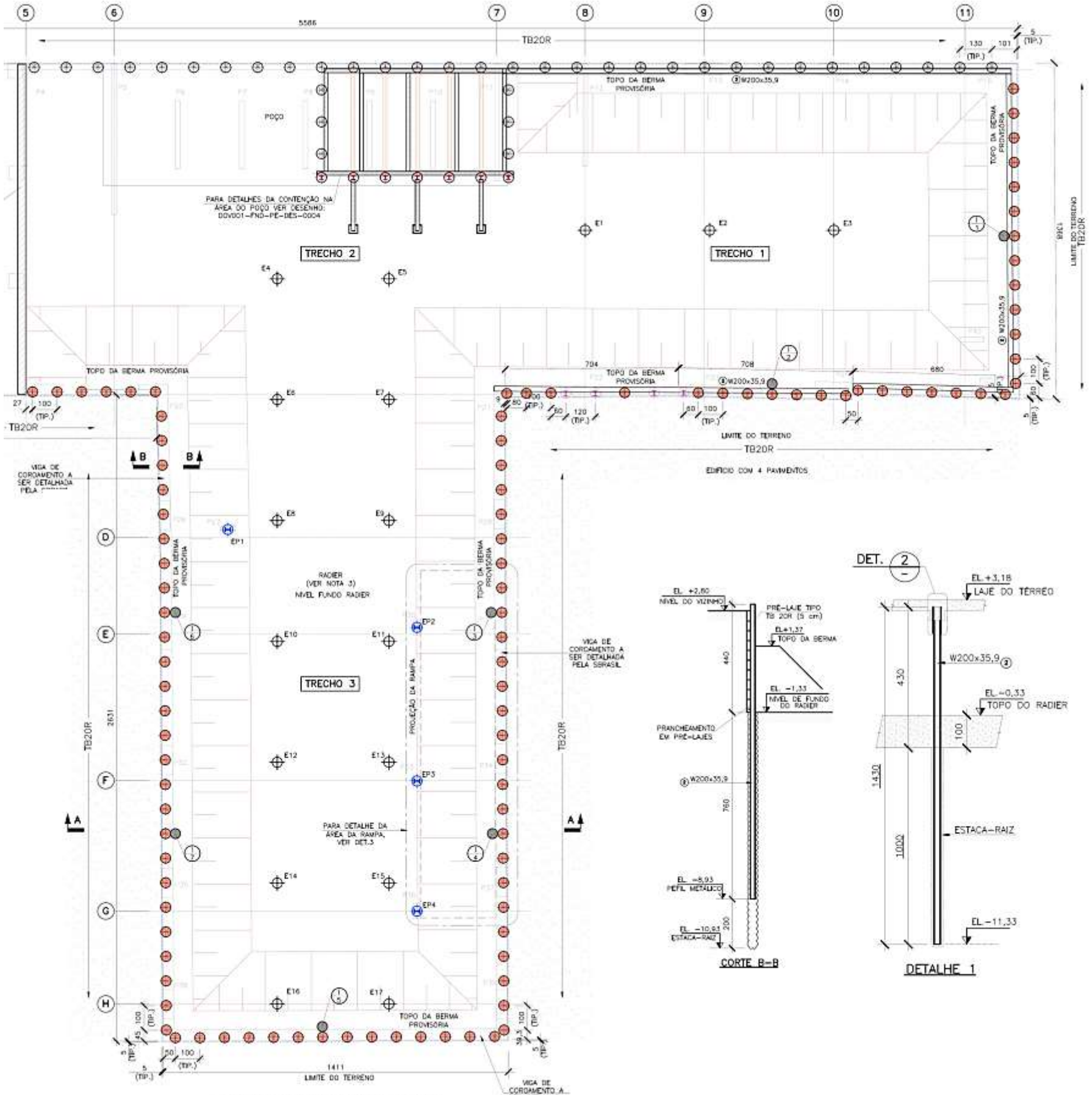
3. Espaçamento mínimo dos perfis cravados

No caso de espaçamento (a) menor que 1,5 m, o valor do empuxo no limite da ruptura deverá ser reduzido como segue:

$$E''_{ph} = E_{ph(Diagrama}\ x \frac{Espaçamento\ dos\ eixos\ a\ [m]}{1{,}5}$$



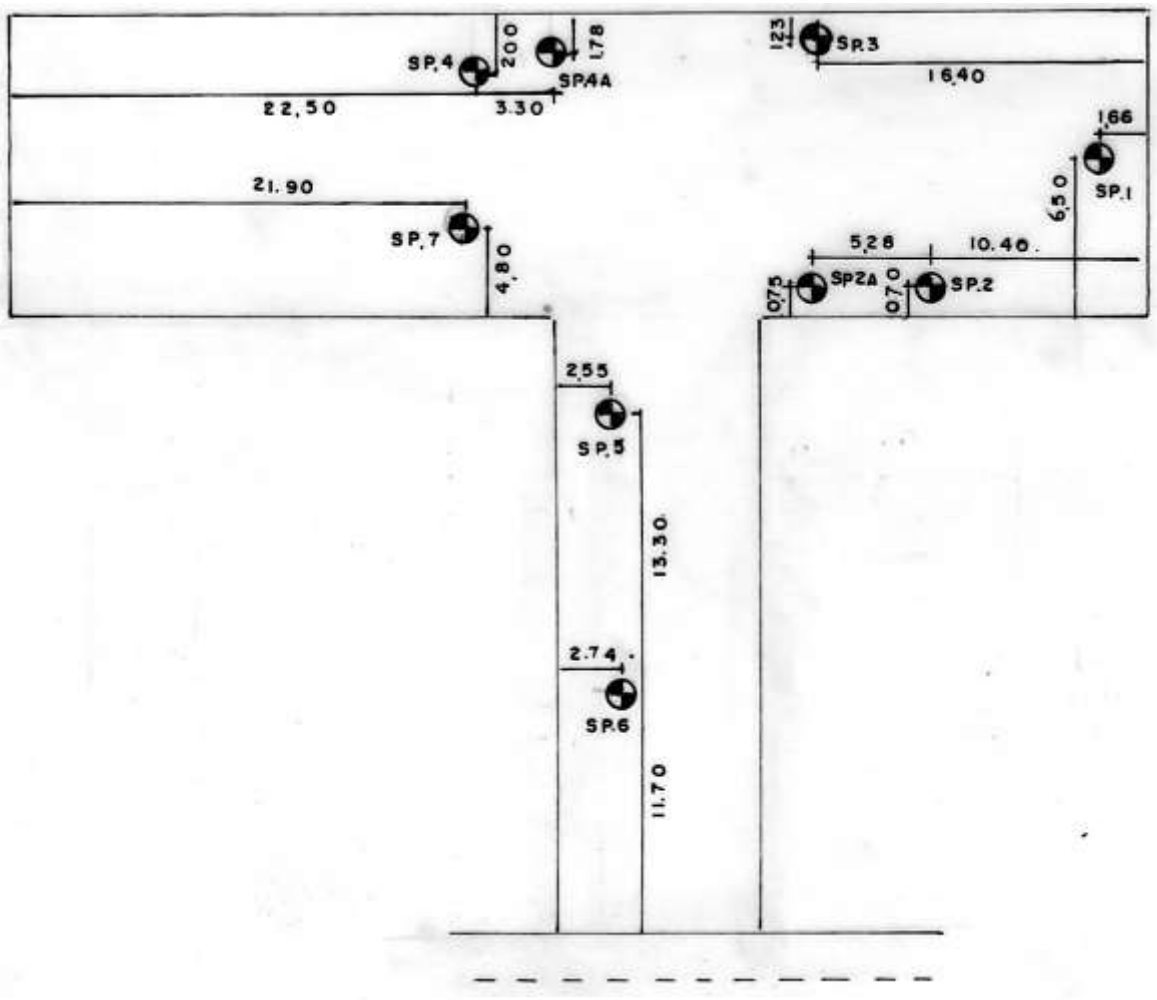
## ANEXO C – PROJETO




LOCAÇÃO DOS PERFIS METÁLICOS – PLANTA

Figura 103 - Projeto de contenção da escavação.

## ANEXO D – LOCAÇÃO DAS SONDAGENS



## ANEXO E – SONDAGEM SP 02 A

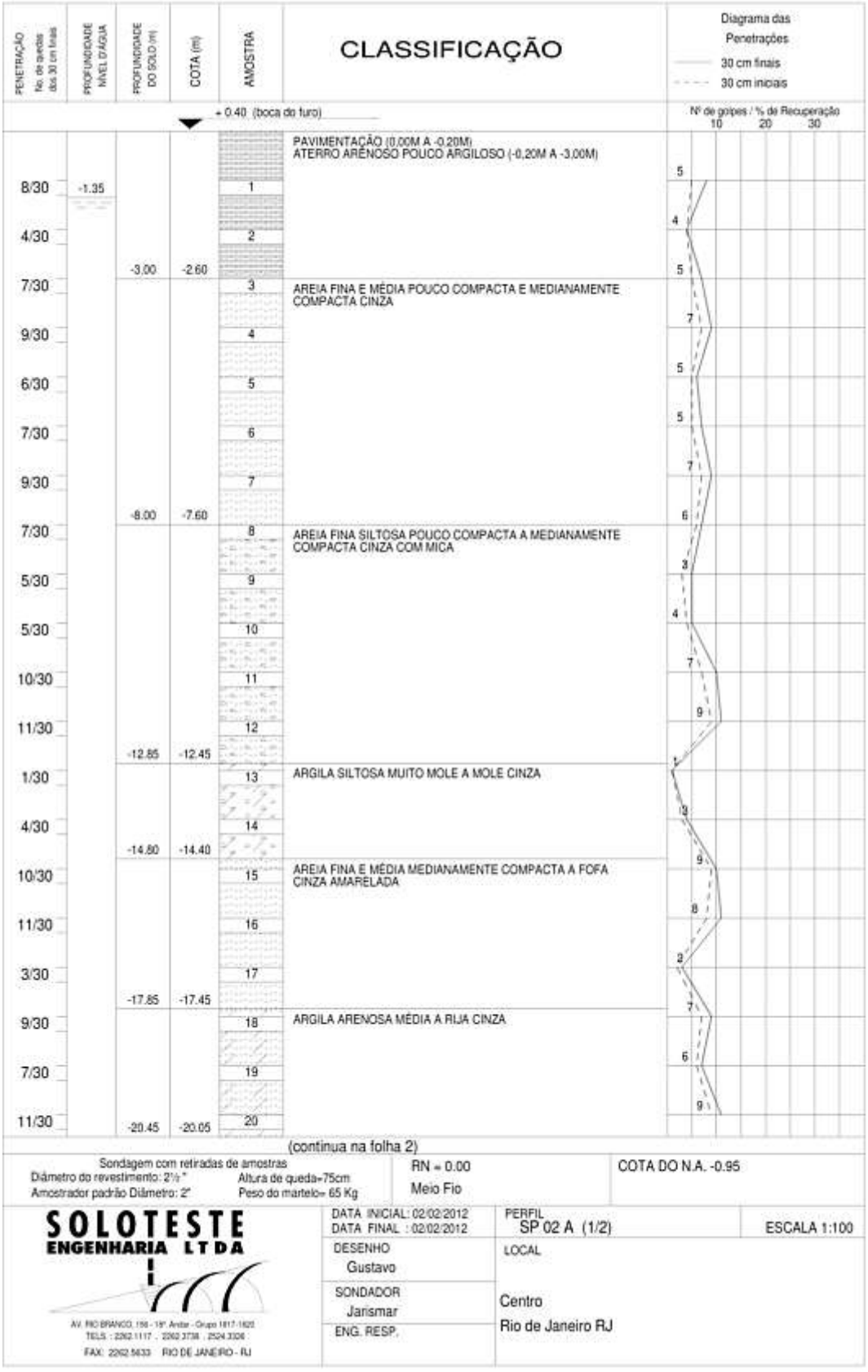



Figura 104 - Sondagem SP 02 A página 1.

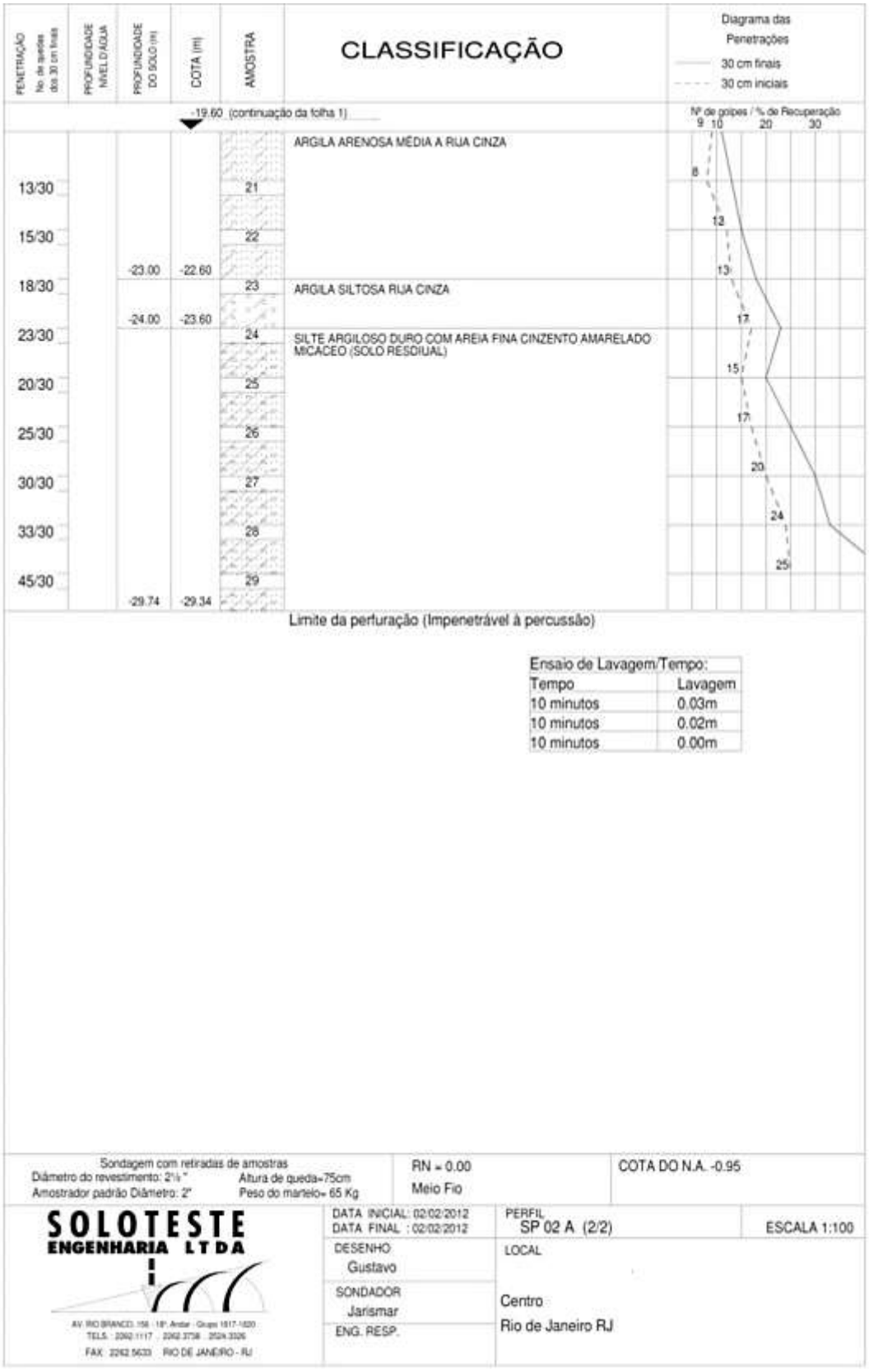
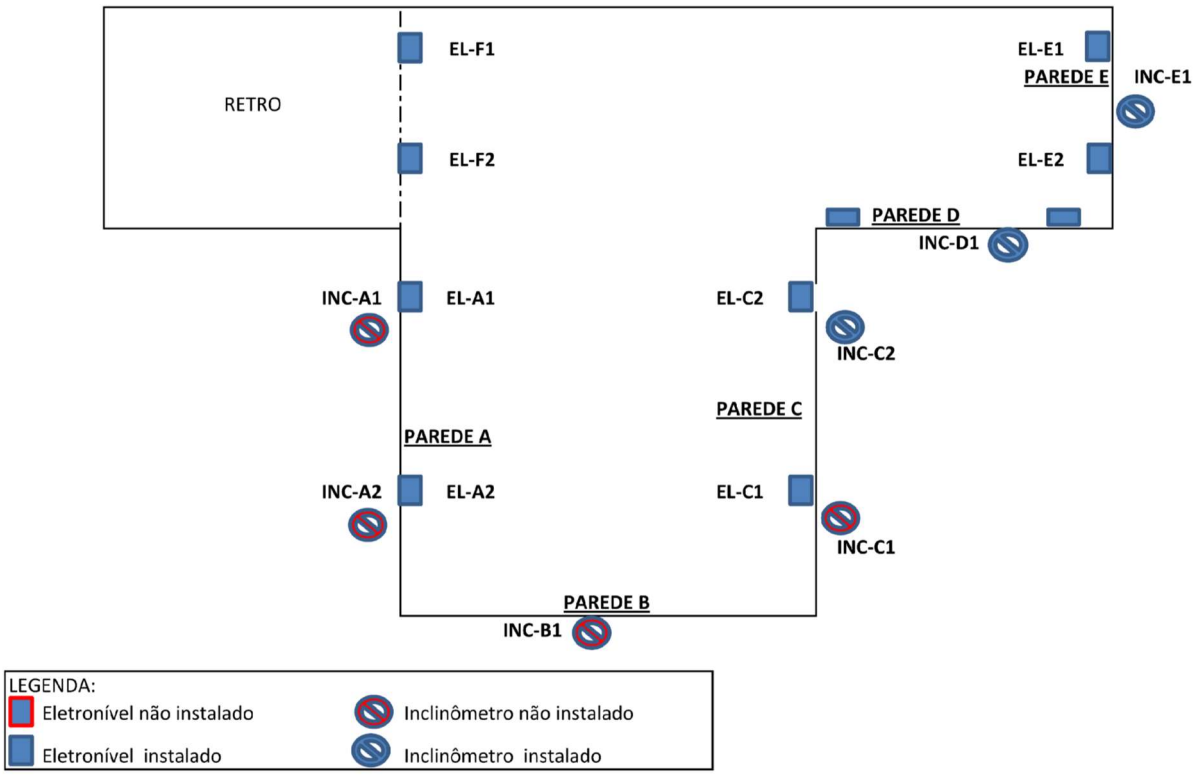



Figura 105 - Sondagem SP 02 A página 2.

# ANEXO F – ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO



## ANEXO G – LEITURAS DO INCLINÔMETRO D1

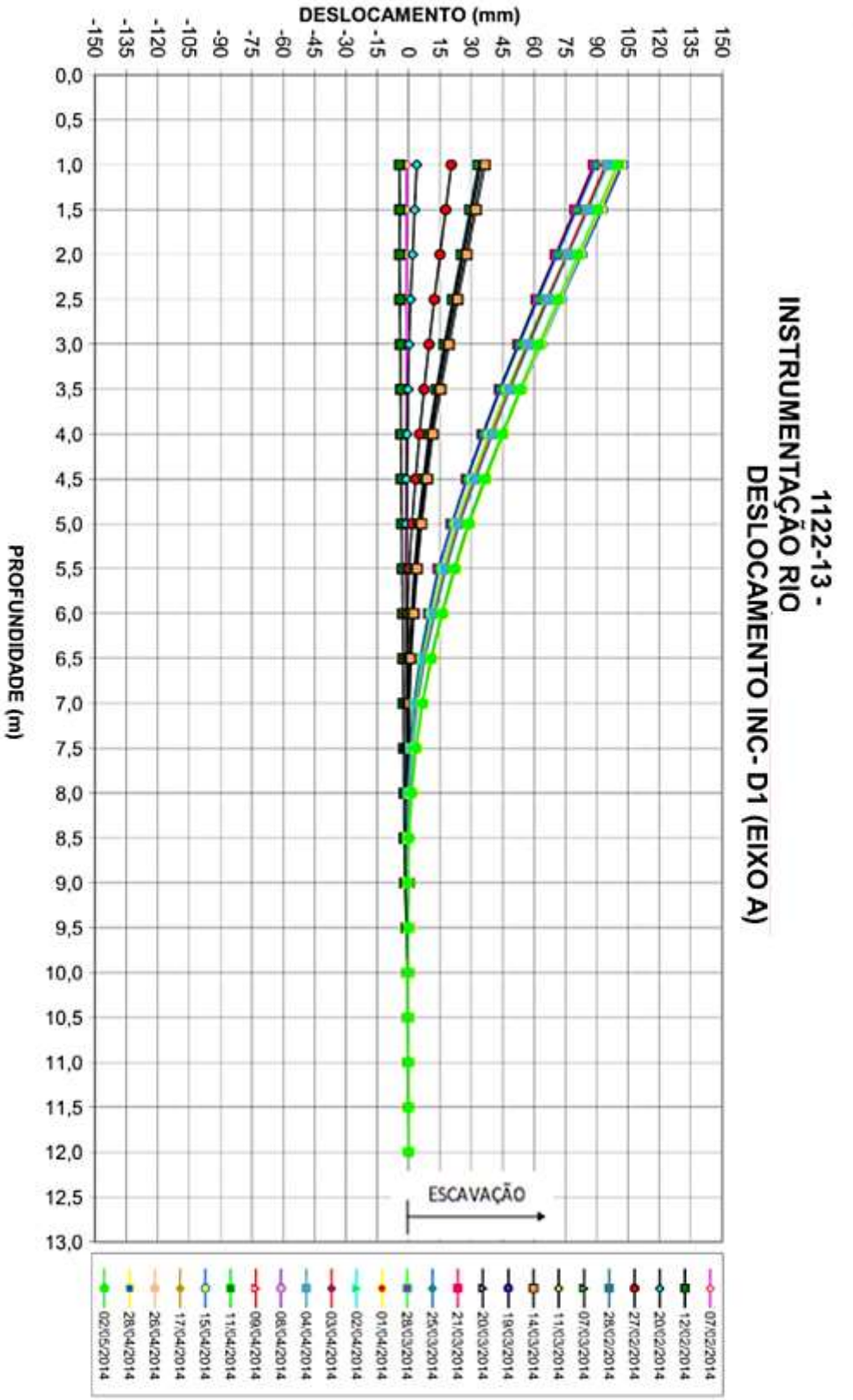



Figura 106 - Inclinômetro D1 - deslocamentos eixo A.

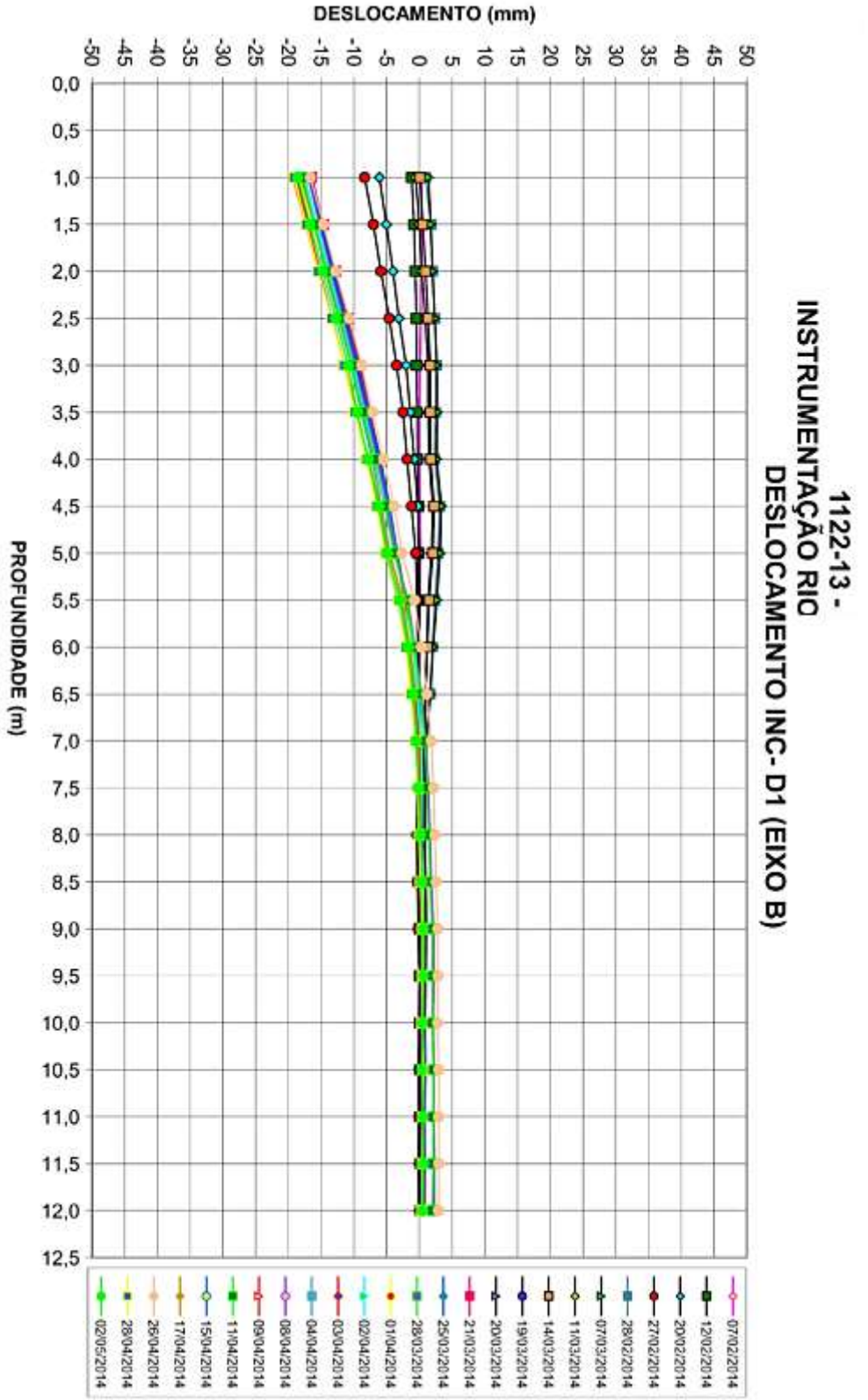



Figura 107 - Inclinômetro D1 - deslocamentos eixo B.

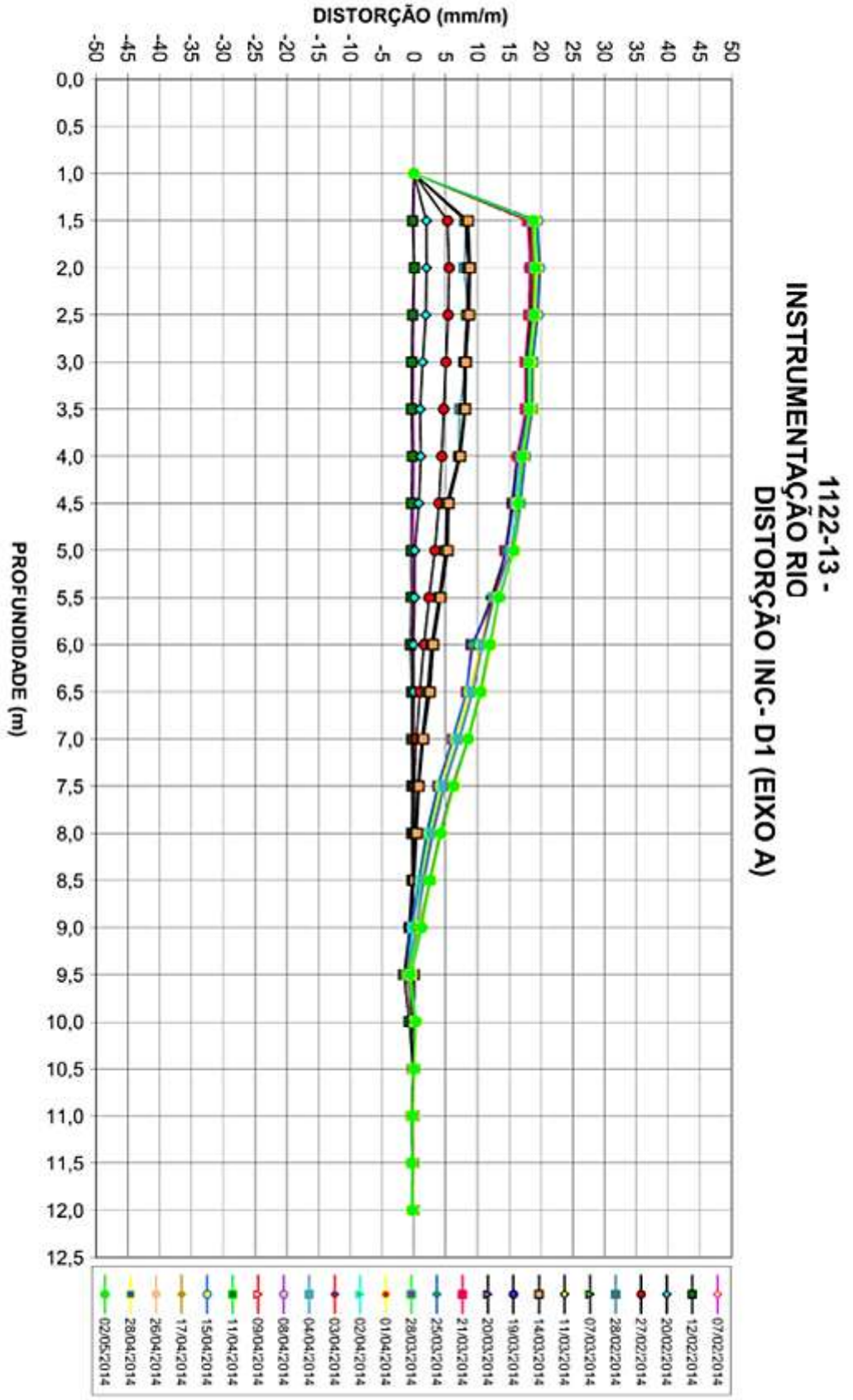



Figura 108 - Inclinômetro D1 - distorção eixo A.

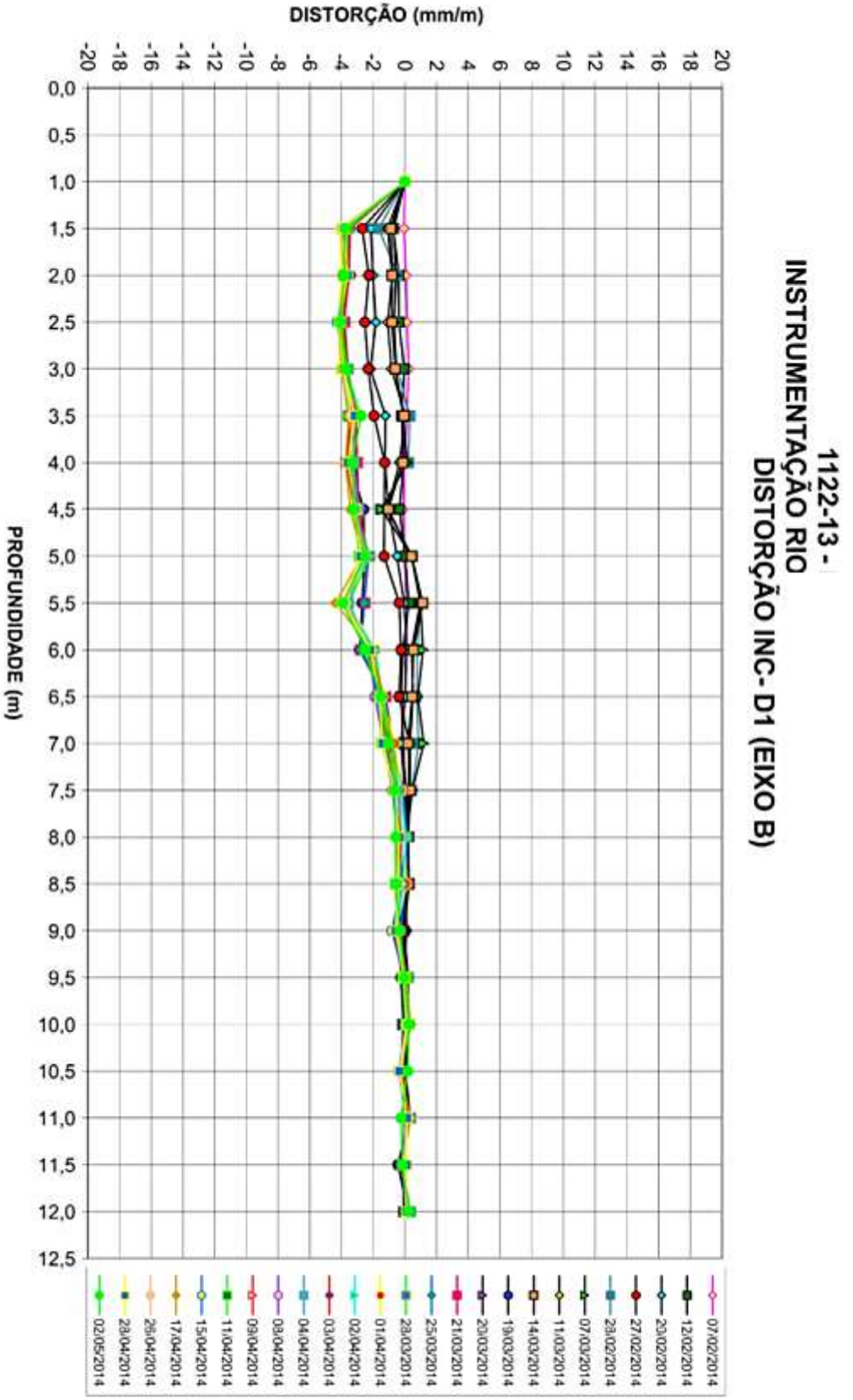



Figura 109 - Inclinômetro D1 - distorção eixo B.

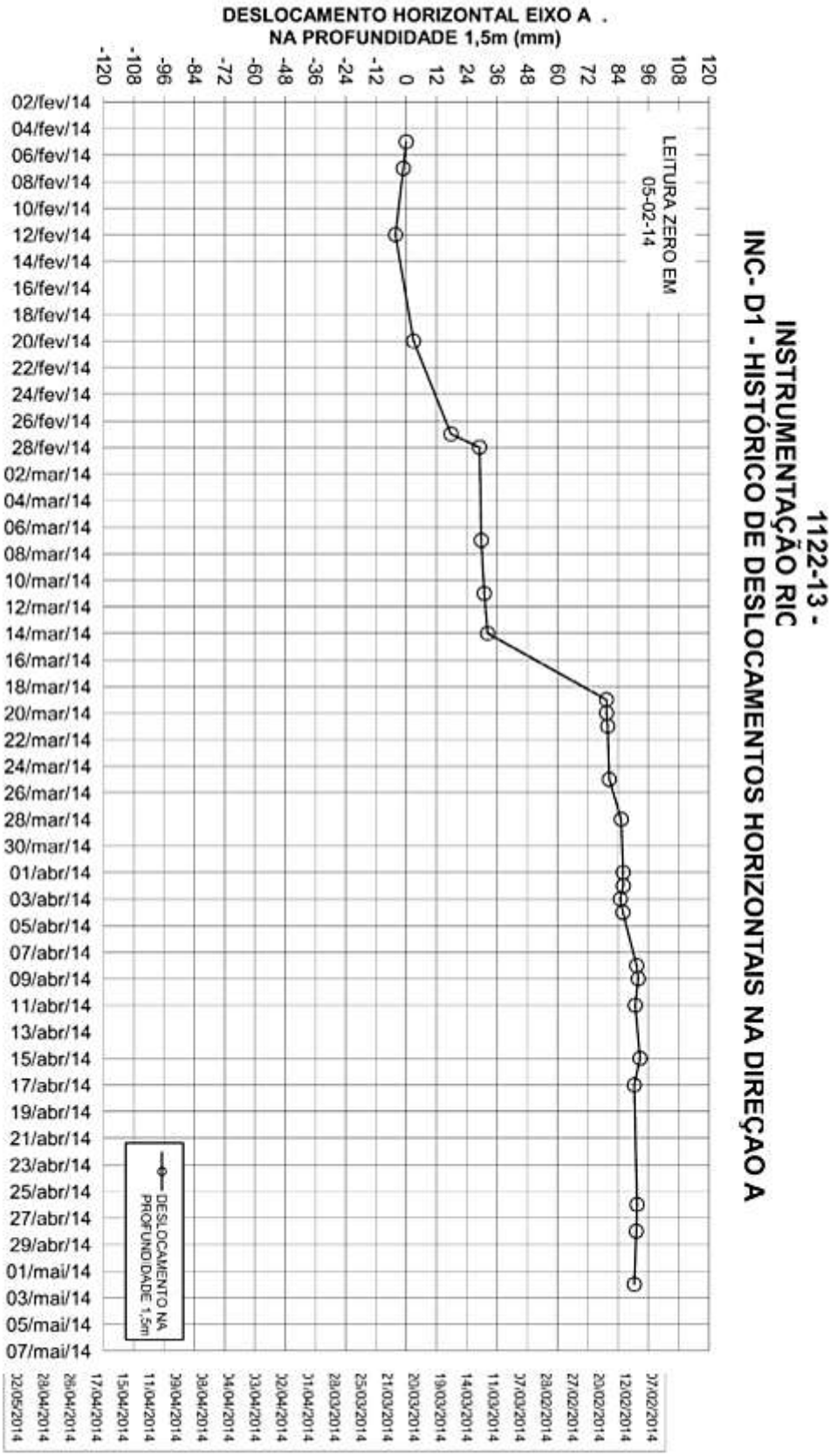



Figura 110 - Inclinômetro D1 - Histórico de deslocamentos na profundidade 1,5 m (Eixo A).

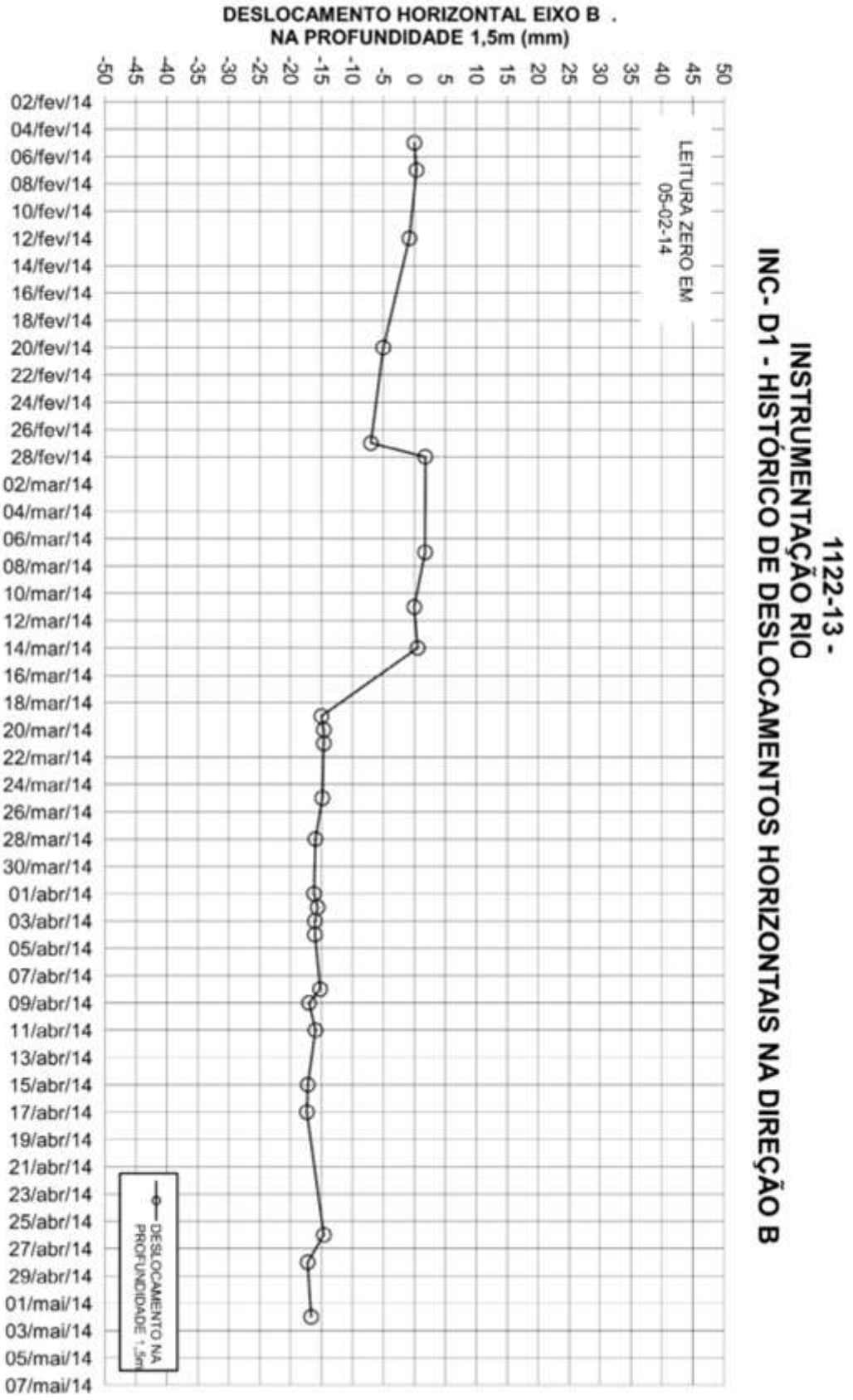



Figura 111 - Inclinômetro D1 - Histórico de deslocamentos na profundidade 1,5 m (Eixo B).

## APÊNDICE A – Cálculo pela metodologia de Weissenbach

A seguir é apresentado o cálculo para o caso de solo estratificado com sobrecarga na superfície e H = 3 m, segundo metodologia de Weissenbach et al. (2003).

Este autor propõe para cortinas em balanço, a utilização do diagrama de Rankine, desconsiderando as tensões horizontais ativas abaixo no nível da escavação. Além disso, sugere utilizar os coeficientes de empuxo de Coulomb, para o caso ativo. Já para o caso passivo, os coeficientes propostos são aqueles apresentados no item 1.3.4. A figura abaixo ilustra o problema em apreço:

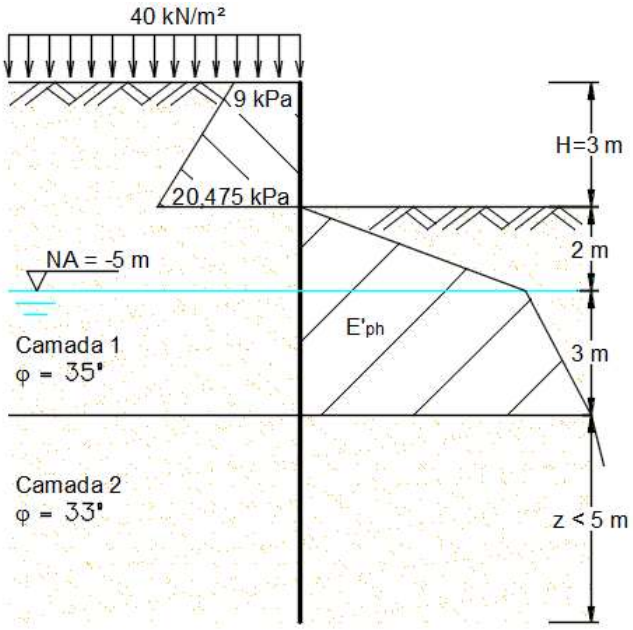



Figura 112 - Diagramas de empuxo para cálculo da ficha (Solo estratificado, H = 3 m e sobrecarga na superfície).

A metodologia deste autor considera o atrito solo-parede nos casos onde há restrição ao deslocamento vertical, ou seja, quando a ficha esta embutida em solo resistente. No caso ativo, considerando a atuação da Teoria de Coulomb, como prescreve Weissenbach et al. (2003), tem-se: $\delta_a$ = 2/3 $\varphi$. O valor do coeficiente de empuxo decomposto na horizontal é obtido como a seguir:

$$k_{ah} = k_{a,Coulomb}.\cos(\delta_a)$$

**Ativo:**

$$\varphi = 35º \rightarrow \delta_a = 23{,}3º \rightarrow k_{ah} = 0{,}225$$

$$\begin{cases} e_{agh} = \gamma k_{ah} h = 17 \,.\, 0{,}225 \,.\, 3 = 11{,}475\ kPa \\ e_{aph} = p k_{ah} = 40 \,.\, 0{,}225 = 9\ kPa \end{cases}$$

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \,.11{,}475 + 9\right).3 = 44{,}21\ kN$$

**Passivo:**

$$E_{ph} = \frac{1}{2}\,\gamma\,\omega_R t^3$$

1ª aproximação: $f_t = \frac{b_t}{t} = \frac{0{,}165m}{3\ m} = 0{,}05$ e $\varphi = 35º \rightarrow \omega_R = 2{,}09$ (Tabelaa3)

a) z=2: $E_{ph} = \frac{1}{2}.17 \,.\, 2{,}09 \,.\, 2^3 = 142{,}12\ kN$

b) z=2, se submerso: $E_{ph} = \frac{1}{2}.7 \,.\, 2{,}09 \,.\, 2^3 = 58{,}53\ kN$

c) z=t, se tudo submerso: $E_{ph} = \frac{1}{2}.7 \,.\, 2{,}09 \,.\, t^3 = 7{,}32 \,.\, t^3$

$$E_{ph} = 7{,}32 \,.\, t^3 + 142{,}12 - 58{,}53 = 7{,}32 \,.\, t^3 + 83{,}6\ kN$$

O valor de redução do empuxo passivo recomendado pelo EAB (2008) para perfis com ficha descontínua é $\eta_p$=1,5. Assim: $E'_{ph} = 4{,}88 \,.\, t^3 + 55{,}7\ kN$.

Considerando o equilíbrio de momentos na base do perfil para o cálculo da ficha, tem-se:

$$\Sigma M_{Base} = 11{,}475 \,.\, 3 \,.\, \frac{1}{2} \,.\left(\frac{3}{3} + t\right) + 9 \,.\, 3 \,.\left(\frac{3}{2} + t\right) - (4{,}88 \,.\, t^3 + 55{,}7) \,.\, \frac{t}{3} = 0$$

$$t = 3{,}0\ m$$

$$E'_{ph} = 4{,}88 \,.\, 3^3 + 55{,}7 = 187{,}46\ kN$$

Para pequeno espaçamento entre estacas, as zonas de ruptura se interceptam e, neste caso, deve-se calcular o valor de $\omega_{ph}$ equivalente à tensão horizontal passiva do caso plano:

$$E_{ph,plano} = \frac{1}{2}\,\gamma\,\omega_{ph} a_t t^2 \quad ; \quad \omega_{ph} = \frac{b_t}{a_t}\left[K_{ph(\delta_p \neq 0)}\right] + \frac{a_t - b_t}{a_t}\left[K_{ph(\delta_p = 0)}\right]$$

$$Tabela\ 4\text{:}\ \begin{cases} \varphi \geq 30º \rightarrow \delta = 27{,}5º\ (k_{ph} = 7{,}12) \\ \delta = 0º\ (k_{ph} = 3{,}69) \end{cases};\ b_t = 0{,}165\ m\ e\ a_t = 1\ m \rightarrow \omega_{ph} = 4{,}25$$

$$E'_{ph,plano} = \frac{1}{2}.\,4{,}25\,\frac{1}{1{,}5}.\,(7.t^2 + 17.2^2 - 7.2^2) = 1{,}42.\,(7t^2 + 40) = 146{,}3\ kN$$

Logo, deve-se utilizar o menor valor, que é do caso plano. Neste caso, é preciso calcular a ficha para esta situação mais provável, que será algo maior que 3,0 m. Logo, considerando nulo o momento na base da ficha:

$$\Sigma M_{Base} = 11{,}475\,.\,3\,.\frac{1}{2}\,.\left(\frac{3}{3} + t\right) + 9\,.\,3\,.\left(\frac{3}{2} + t\right) - (9{,}94\,.\ t^2 + 56{,}8)\,.\frac{t}{3} = 0$$

$$t \cong 3{,}6\ m \qquad \rightarrow \qquad l = 3 + 3{,}6 = 6{,}6\ m$$

**Cálculo do momento máximo da cortina:**

O Momento máximo irá ocorrer no ponto de cortante nulo. Considerando que isso ocorra em profundidade do NE anterior a z = 2,0 m, tem-se:

$$Q = 0\text{:}\ 4{,}21 = \frac{1}{2}.\,17.\frac{4{,}25}{1{,}5}\,.x^2 = 24{,}08\,.\ x^2 \rightarrow x = 1{,}35\ m \quad ok!$$

$$z(M_{máx}) = 3 + 1{,}35 = 4{,}35\ m$$

$$M_{máx} = 11{,}475\,.\,3\,.\frac{1}{2}\,.\left(\frac{3}{3} + 1{,}35\right) + 9\,.\,3\,.\left(\frac{3}{2} + 1{,}35\right) - (24{,}08)\,.\frac{1{,}35^3}{3} = 97{,}6\ \ kNm$$

**Estimativa dos deslocamentos:**

Considerando Weissenbach (1962):

$$s_A = 1{,}4\ f_D \sqrt{\frac{t^3}{b_t}} = 1{,}4\,.\,1{,}25\,.\sqrt{\frac{3{,}6^3}{0{,}165}} = 29{,}4\ mm$$

Como a ficha funciona como contínua, deve-se notar que este valor de deslocamento é apenas uma aproximação grosseira.

## APÊNDICE B – CÁLCULO PARA CORTINA COM 1 NÍVEL DE APOIO

Neste item se procede ao cálculo analítico de uma cortina com apoio superior, inserida em solo arenoso homogêneo, cujos parâmetros são $\gamma$ = 18 kN/m³ e $\varphi$=30º. Pelo método do apoio livre, sabendo-se que a altura de escavação é de 6 m, tem-se:

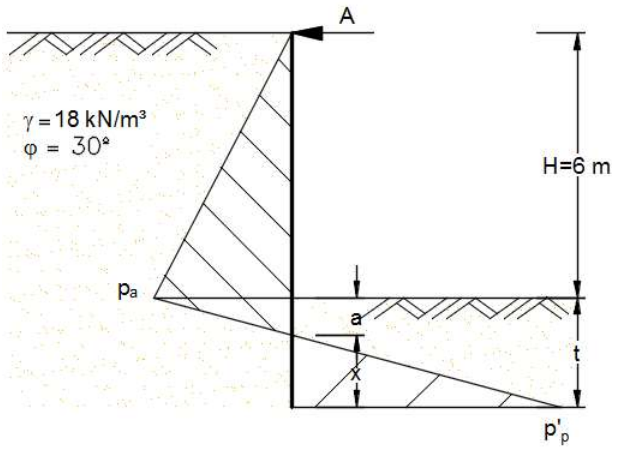



Figura 113 - Diagramas de empuxo para cálculo da ficha de escavação em balanço – método do apoio livre.

$$p_a = \gamma H k_a = 18\,.\,6\,.\frac{1}{3} = 36\ kPa\ ; \qquad a = \frac{p_a}{\gamma(k_p - k_a)} = \frac{36}{18\,.\,(3-\frac{1}{3})} = 0{,}75\ m$$

$$p'_p = \gamma\,.\,(a+x)\left(k_p - k_a\right) - p_a = 18\,.\,(0{,}75+x)\,.\left(3-\frac{1}{3}\right) - 36 = 48x$$

Fazendo-se o somatório de momentos no ponto de ancoragem:

$$\Sigma M_A = 0 = \frac{36\,.\,6}{2}.\left(\frac{2}{3}.6\right) + \frac{36\,.\,0{,}75}{2}.\left(\frac{1}{3}.0{,}75+6\right) - 48x.\frac{x}{2}\left(\frac{2}{3}.x+6{,}75\right) \rightarrow x = 1{,}65\ m$$

Ficha sem FS: $t = a + x = 0{,}75 + 1{,}65 = 2{,}40\ m$

Esforço na ancoragem:

$$A - \frac{36\,.\,6}{2} - \frac{36\,.\,0{,}75}{2} + 48\,.\,1{,}65.\frac{1{,}65}{2} \quad \rightarrow \quad A = 56{,}16\ kN$$

Momento máximo:

$$Q = 0: \qquad 56{,}16 - 18 \,.\frac{1}{3}\,.\frac{z^2}{2} = 0 \quad \rightarrow \quad z = 4{,}32\ m$$

$$M_{máx} = 56{,}16\,.4{,}32 - 18\,.\frac{1}{3}\,.\frac{4{,}32^2}{2}.\frac{4{,}32}{3} = 162\ kNm$$