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

Janeth Giovanni Noreña Valverde

Influência da banqueta no comportamento de escavações com cortina em balanço

Rio de Janeiro
2018

Janeth Giovanni Noreña Valverde

Influência da banqueta no comportamento de escavações com cortina em balanço

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 Alessandra Conde de Freitas, D.Sc

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

R696 Noreña Valverde, Janeth Giovanni.
Influência da banqueta no comportamento de escavações com cortina em balanço / Janeth Giovanni Noreña Valverde. – 2018.
163f.

Orientadoras: Bernadete Ragoni Danziger, Alessandra Conde de Freitas.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Mecânica do solo - Teses. 3. Ancoragem (Engenharia de estruturas) - Teses. 4. Deslizamentos (Geologia) - Teses. 5. Método dos elementos finitos - Teses. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Freitas, Alessandra Conde de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.
CDU 624.131

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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

Assinatura

Data

Janeth Giovanni Noreña Valverde

Influência da banqueta no comportamento de escavações com cortina em balanço

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: 31 de outubro de 2018.

Banca Examinadora:

Prof. Bernadete Ragoni Danziger – Presidente / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Alessandra Conde de Freitas – Orientadora
UFRJ

Prof. Marcos Barreto de Mendonça
UFRJ

Prof. Denise Maria Soares Gerscovich
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais María e Nicolás, meus irmãos Russell, Roberth, Nilthson e Berkeley, pelo apoio, carinho e compreensão.

AGRADECIMENTOS

A minha orientadora, Prof. Drª. Bernadete Ragoni Danziger, pela excelente orientação, pela paciência, amizade, generosidade e conhecimentos transmitidos no desenvolvimento de esta dissertação e pelo grande exemplo pessoal e profissional que representa.

A minha coorientadora, Prof. Drª. Alessandra Conde de Freitas, por sua dedicação, amizade, interesse, estimulo, incentivo e colaboração sempre presentes, sem os quais esta dissertação não seria possível.

Ao Professor, Celso Romanel, pela generosidade de ter me permitido o uso do programa Plaxis da PUC-RIO.

Aos demais professores da UERJ, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante o mestrado.

A meus pais Maria e Nicolás, pela preocupação, carinho e apoio incondicional, sempre presentes. A meus irmãos, pelo carinho, incentivo e apoio emocional durante a fase de mestrado.

Ao meu amigo Ronald Mejía, pela amizade, carinho, apoio emocional durante a fase do mestrado.

Ao meu amigo e colega de mestrado Caio Duque, pela amizade, carinho, apoio e incentivo na realização de esta dissertação.

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 realização deste trabalho.

A grande glória da vida não está em nunca cair,
mas em se levantar a cada vez que caímos.
Nelson Mandela

RESUMO

NOREÑA VALVERDE, Janeth G. *Influência da banqueta no comportamento de escavações com cortina em balanço*, 2018. 163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Na execução de escavações em balanço é comum se deixar uma banqueta, do lado escavado, para melhorar o comportamento quanto à estabilidade da cortina bem como a redução dos esforços e dos deslocamentos durante a construção. A forma de se considerar a influência da banqueta no empuxo resultante costuma ser procedida de forma simplificada, com base na cunha de ruptura e na geometria da banqueta. Porém, nenhuma verificação é feita quanto aos deslocamentos horizontais da cortina e os recalques dos vizinhos. O presente estudo objetiva a avaliação da influência da geometria da banqueta no cálculo dos empuxos, nos deslocamentos horizontais do topo da cortina, bem como no recalque nas adjacências da área escavada, o qual pode afetar construções vizinhas. A análise numérica por elementos finitos foi realizada com o uso do software PLAXIS 2D. O objetivo desta pesquisa foi a elaboração de uma série de ábacos normalizados, que servem como uma ferramenta prática para solucionar problemas de projeto de cortinas em balanço com banqueta. Adicionalmente, os resultados foram interpretados com base em comparação com resultados de análises numéricas bidimensionais, as quais contemplam a interação solo-estrutura. Esta pesquisa permitiu concluir, para as situações analisadas, que os métodos analíticos fornecem uma compreensão simplificada do comportamento do sistema solo-estrutura, entretanto, as hipóteses nas quais esses métodos são baseados os tornam conservadores, devido ao número de suposições necessárias para simplificar o procedimento de projeto. A análise numérica no Plaxis, a partir de estudos paramétricos, forneceu resultados que permitiram compreender a influência da rigidez da cortina no comportamento da escavação em balanço, indicando níveis de deslocamentos os quais, por sua vez, afetam a mobilização dos empuxos atuantes na estrutura.

Palavras-chave: Banqueta de Solo; Tensões Horizontais de Terra; Escavações; Análise Numérica; Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

NOREÑA VALVERDE, Janeth G. *Influence of the berm on the behavior of cantilever wall excavations*, 2018. 163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Cantilever walls provide temporary or permanent support to excavations. It is common to leave a soil berm on the excavated side to improve the stability and the behavior of the wall during construction. The soil berm is efficient as a mean to reduce the stresses acting on the wall and the overall wall displacements during construction. The favorable influence of the berm in reducing the resulting earth pressure is usually considered in design in a simplified way, based on the failure wedge and the geometry of the soil berm. However, no verification is made as to the horizontal wall displacements of the wall and the nearby constructions settlements. The present research aims at evaluating the influence of the berm geometry in the calculation of the earth pressures, horizontal displacements at the top of the wall, as well as the nearby construction settlements. Numerical analysis has been performed using the PLAXIS 2D software. In order to improve and help design estimates, a series of curves has been elaborated which serve as a practical tool to solve special problems of design of cantilever walls with soil berm supports. Additionally, the results were interpreted based on the results of 2D numerical analyzes, which consider the soil-structure interaction. The influence of some typical berm geometry has been evaluated. The main conclusions is that the analytical methods provide a simplified understanding of the behavior of the soil-structure system. However, the hypotheses on which these methods are based make them conservative, due to the number of simplifications necessary to carry out design procedures. The numerical analysis using Plaxis 2D allowed the understanding of the influence of the wall stiffness and the berm geometry on the overall behavior of the excavation, indicating much smaller displacements that affect in a large extent the mobilized passive resistance acting on the structure.

Keywords: Soil Berm; Horizontal Earth Tensions; Excavations; Numerical analysis; Finite Element Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Banqueta de terra como suporte lateral. 21
Figura 2 - Exemplos de cortinas (Gerscovich et al.,2016). 26
Figura 3 - Distribuição das tensões na cortina em balanço, (adaptado de Wesley, 2009). 28
Figura 4 – Tipo de deslocamento da cortina em balanço (Gerscovich et al. 2016). ..30
Figura 5 – Distribuição de empuxos em cortina em balanço (a) provável distribuição de empuxos (b) diagrama simplificado para cálculo - solo granular sem água - (Gerscovich et al., 2016). 31
Figura 6 – Exemplo de cortina de cais – resultante de poropressão nula: (a) Diagrama de empuxos; (b) Diagrama resultante de empuxos; (c) Posição de cortante nulo e momento fletor máximo, (Gerscovich et al., 2016). 32
Figura 7 – Esquema de cálculo – método simplificado, (Gerscovich et al., 2016).....34
Figura 8 – Exemplos de estruturas geotécnicas, adaptado de (Potts & Zdravkovic, 1999). 35
Figura 9 – Método gráfico de Culmann para a determinação do empuxo passivo contemplando a presença de uma banqueta. 41
Figura 10 - Relação entre o nível do terreno fictício (effective ground level) e as dimensões da banqueta, Fleming et al. (1985). 43
Figura 11 - Consideração da banqueta como uma sobrecarga, Fleming et al. (1985). 43
Figura 12 – (a) Movimentos laterais: banqueta com trecho central removido, (b) Movimentos laterais: Nível de solo efetivo de 6m acima da base do trecho central removido, Easton et al. (1999). 45
Figura 13 - Forças atuantes na cunha passiva de Coulomb. 50
Figura 14 – Diagrama de empuxo passivo em escavação em banqueta, (Gerscovich et al., 2016). 52
Figura 15 – Recalques adjacentes à escavação, em função da distância da borda da escavação, ambos normalizados (Peck, 1969). 55
Figura 16 – Perfis de recalque adimensionais recomendados para estimativa da distribução de recalque adjacente a escavações em diferentes tipos de solo, (Clough & O´Rourke, 1990). 57

Figura 17 - Distorções e patologias associadas, Velloso e Lopes (2014). 58
Figura 18 – Modelo Mohr Coulomb, (Gouw, 2014). 61
Figura 19 – Rigidez no descarregamento- recarregamento e no carregamento, (Gouw, 2014).....61
Figura 20 – Curva de tensão-deformação não linear e variação da rigidez, (Gouw, 2014). 62
Figura 21 – Curva tensão x deformação para modelo Hardening Soil. 63
Figura 22 – Trajetórias de tensão de um problema típico de escavação, (Gouw, 2014). 64
Figura 23 – Esquema representativo do comportamento esperado, em termos de rigidez, num problema típico de escavação (Brinkgreeve, R.B.J., Shen, R.F., 2011). (Gouw, 2014).....65
Figura 24 – Seção transversal da escavação em balanço. 67
Figura 25 – Diagrama resultante de empuxos, método convencional. 69
Figura 26 - Diagrama resultante de empuxos, método simplificado. 70
Figura 27 – Seção transversal de escavação em balanço com banqueta estabilizadora. 74
Figura 28 – Diagrama de empuxo passivo com acréscimo de empuxo gerado pela presença da banqueta para os casos de ficha com restrição de Z_2. (Ficha no caso (a) $\geq$ a Z_2 e a ficha no caso (b) < Z_2). 76
Figura 29 - Esquema representativo dos acréscimos de empuxos passivo 1 e 2. 79
Figura 30 – Acréscimo de empuxo passivo, ΔEp, para ϕ=28°, Hw=3m (normalizado). 80
Figura 31 - Acrescimo de empuxo passivo, ΔEp, para ϕ=32° e Hw=3m (normalizado). 81
Figura 32 – Posição do ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo Y. 82
Figura 33 – Curvas para estimativa do ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo (ábaco). 84
Figura 34 – Geometria da escavação utilizada na análise paramétrica. 88
Figura 35 – Momento fletor maximo para diferentes valores de R_{inter}. 94
Figura 36 – Pontos no plastificação obtidos na análise numérica - Plaxis com R_{inter}=0,3. 94
Figura 37 – Deslocamentos horizontais na parede para diferentes valores de R_{inter}. 95

Figura 38 – Tensões horizontais ativas para diferentes valores de R_{inter} e distribuição triangular prevista por Rankine.....96
Figura 39 – Tensões horizontais passivas para diferentes valores de R_{inter} e distribuição triangular prevista por Rankine.....97
Figura 40 – Geometria de escavação em balanço com banqueta, modelada no Plaxis.....98
Figura 41 – Malha de elementos finitos gerada pelo programa Plaxis. 98
Figura 42 – Tensões efetivas horizontais passivas para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,3m e Hb=0,6m e diversas geometrias de banqueta. 102
Figura 43 – Tensões efetivas horizontais ativas para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,3m e Hb=0,6m e diversas geometrias de banquetas. 103
Figura 44 – Distribuição de tensões – Parede de contenção com e sem banqueta, para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,3m e Hb=0,6m. 104
Figura 45 – Distribuição dos Momentos fletores para Hw=3m, ϕ=28°.....107
Figura 46 – Distribuição dos Momentos fletores para Hw=3m, ϕ=32°.....110
Figura 47 - Momento fletor máximo para Hw=5m, ϕ=28°. 111
Figura 48 - Momento fletor máximo para Hw=5m, ϕ=32°. 112
Figura 49 - Deslocamento horizontal ao longo da parede, para H_w=3m de altura livre, ϕ=28°. 116
Figura 50 – Gráficos Distancia da escavação versus Recalque para H_w=3m de altura livre, ϕ=28°. 119
Figura 51 – Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=28°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m.....120
Figura 52 - Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=32°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m.....121
Figura 53 – Relação entre o máximo deslocamento horizontal da parede de contenção e o recalque superficial máximo, para ϕ=28°, Hw=3m, 5m e d=0,3m; 0,4m. 122
Figura 54 - Relação entre o maximo deslocamento horizontal da paredede contenção e o recalque superficial maximo, para ϕ=32°, Hw=3m, 5m e d=0,3m; 0,4m. 123
Figura 55 - Relação entre a Distorção (β) e a largura superior da banqueta (Bt), para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,2m, Hb=0,6m e m=2. 125

Figura 56 - Relação entre a Distorção (β) e a largura superior da banqueta (Bt), para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,2m, Hb=1,2m e m=2. 125
Figura 57 - Relação entre a Distorção (β) e a largura superior da banqueta (Bt), para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,2m, Hb=1,2m e m=3. 126
Figura 58 - Acrescimo de empuxo, para ϕ=28°, Hw=5m (normalizado). 134
Figura 59 - Acréscimo de empuxo, para ϕ=28°, Hw=7m (normalizado). 135
Figura 60 - Acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=5m (normalizado). 136
Figura 61 - Acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=7m (normalizado). 137
Figura 62 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo, para ϕ=28°, Hw=5m (normalizado). 138
Figura 63- Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=3m (normalizado). 139
Figura 64 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=5m (normalizado). 140
Figura 65 - Deslocamento horizontal ao longo da parede, para H_w=5m de altura livre, ϕ=28°. 141
Figura 66 - Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=28°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m. 142
Figura 67 - Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=32°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m. 143
Figura 68 – Ficha necessaria – para ϕ=28°, Hw=3m. 155
Figura 69 - Ficha necessaria – para ϕ=28°, Hw=5m. 156
Figura 70 – Seção transversal de escavação em balanço com banqueta – Proposta de Fleming et al. (1985). 159
Figura 71 – Diagrama de empuxo passivo com acréscimo de empuxo gerado pela sobrecarga equivalente que substitui a banqueta 160
Figura 72 - Acréscimo de empuxo passivo, ΔEp, para ϕ=28°, Hw=3m, pela proposta de Fleming et al. (1985), (normalizado). 163

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Métodos de análise – Requisitos necessários - Potts & Zdravkovic (1999). 38
Tabela 2 - Métodos de análise – Requisitos de projeto - Potts & Zdravkovic (1999). 39
Tabela 3 – Parâmetros de entrada e avançados para o modelo HS. 63
Tabela 4 – Parâmetros do solo arenoso adotados no dimensionamento da cortina. 67
Tabela 5 – Caso a – Valores de ficha - com e sem acréscimo de 20% - Método convencional. 69
Tabela 6 – Caso b – Valores de ficha - com minoração de kp em 1.5 vezes – Método convencional. 69
Tabela 7 – Fichas estimadas - com e sem correção em 15% - Método simplificado.71
Tabela 8 – Fichas estimadas - Software GEO5 - Projeto de contenções. 72
Tabela 9 – Comparação dos resultados obtidos a partir dos diferentes métodos de obtenção da ficha mínima para escavação em balanço. 73
Tabela 10 – Comprimento total adotado (H) para a cortina. 75
Tabela 11 – Coeficientes de empuxo de Rankine. 75
Tabela 12 – Acréscimo de empuxo passivo obtido analiticamente para ângulo de atrito 28°, Hw=3m – Caso (b). 80
Tabela 13 – Acréscimo de empuxo passivo obtido analiticamente para ângulo de atrito 32° e Hw=3m – Caso (b). 81
Tabela 14 – Resultados obtidos - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo ($\bar{Y}$), para Hw=3m, ϕ=28°. 84
Tabela 15 – Estados de compacidade das areias (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996)..88
Tabela 16 – Módulo de Young estático para areias baseado em Freitas et al., (2012). 89
Tabela 17 – Módulos de elasticidade adotados nas análises, em função do ângulo de atrito. 89
Tabela 18 – Parâmetros adotados nas análises numéricas - Modelo Hardening-Soil. 90
Tabela 19 – Parâmetros representativos dos grupos de paredes de diferentes espessuras. 91

Tabela 20 – Valores sugeridos para Rinter, (Brinkgreve & Shen, 2011 apud Gouw, 2014). 92
Tabela 21 – Momento fletor máximo para Hw=3m de altura livre, ϕ=28°. 105
Tabela 22 - Momento fletor máximo para Hw=3m de altura livre, ϕ=32°. 108
Tabela 23 - Momento fletor máximo para Hw=5m de altura livre, ϕ=28°. 108
Tabela 24 - Momento fletor máximo para Hw=5m de altura livre, ϕ=32°. 109
Tabela 25 – Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=3m de altura livre, ϕ=28°. 114
Tabela 26 - Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=3m de altura livre, ϕ=32°. 114
Tabela 27 - Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=5m de altura livre, ϕ=28°. 115
Tabela 28 - Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=5m de altura livre, ϕ=32°. 115
Tabela 29 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 28°, Hw=5m. 134
Tabela 30 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 28°, Hw=7m. 135
Tabela 31 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=5m. 136
Tabela 32 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=7m. 137
Tabela 33 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 28°, Hw=5m. 138
Tabela 34 – Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=3m. 139
Tabela 35 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=5m. 140
Tabela 36 – Cálculo de empuxo resultante– Escavação em balanço 145
Tabela 37 – Cálculo de empuxos parciais e pontos de referência ao ponto ‘’O’’. ... 151
Tabela 38- Valores de empuxos totais e ponto de aplicação em relação ao ponto P, pé da cortina. 154
Tabela 39 – Valores de ficha necessária que atende à estabilidade – para ϕ=28°, Hw=3m. 155
Tabela 40 - Valores de ficha necessaria que atende a estabilidade – para ϕ=28°, Hw=5m. 156

Tabela 41 - Valores de ficha necessaria que atende a estabilidade – para ϕ=28°, Hw=3m. 158
Tabela 42 - Acréscimo de empuxo passivo obtido analiticamente para ângulo de atrito 28°, Hw=3m, pela proposta de Fleming et al. (1985). 162

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

HS	*Hardening Soil*
NBR	*Norma brasileira*
MC	*Mohr-Coulomb*
MEF	Método dos Elementos Finitos
NA	Nível d’água
NT	Nível do terreno
SPT	*Standard Penetration Test*

LISTA DE SÍMBOLOS

B_t	Largura superior da banqueta
B_o	Largura inferior da banqueta
c	Coesão do solo
EA	Rigidez axial
E_a	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_p	Empuxo passivo
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
d	Espessura equivalente do elemento de placa
f	Ficha da parede
H_b	Altura da banqueta
H_w	Altura livre da parede
H	Altura total da parede
h_i	Altura do topo da banqueta
K_a	Coeficiente de empuxo ativo de Rankine
k_p	Coeficiente de empuxo passivo de Rankine
K_0^{nc}	Coeficiente de empuxo no repouso para solo normalmente adensado
$M_{máx}$	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%
p_{ref}	Tensão de referência
q_a	Valor assintótico de tensão desviadora para a hipérbole
q_f	Tensão desviadora para ruptura
R_a	Resultante de empuxo ativa
R_p	Resultante de empuxo passiva

R_f	Razão de ruptura do modelo hiperbólico
θ_1	Inclinação com a horizontal da cunha da região de plastificação ativa
θ_2	Inclinação com a horizontal da cunha da região de plastificação passiva
δ_h	Deslocamento horizontal
δ_v	Deslocamento vertical
γ	Peso específico do solo
φ	Ângulo de atrito do solo
ν	Coeficiente de Poisson
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical inicial
ψ	Ângulo de dilatância

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 20
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 25
1.1 Generalidades 25
1.2 Teorias de empuxo de terra 28
1.3 Estimativa da ficha de parede de escavação em balanço 29
1.3.1 Método convencional 30
1.3.2 Método simplificado 33
1.4 Metodologias de cálculo de escavações 35
1.4.1 Generalidades 35
1.4.2 Métodos de análise 36
1.5 Método aproximado para considerar os efeitos da banqueta 39
1.6 Deslocamentos associados a escavações 53
1.6.1 Método empírico de Peck (1969) 54
1.6.2 Método empírico de Clough e Rourke (1990) 56
2 FERRAMENTA COMPUTACIONAL 59
2.1 Método dos elementos finitos – MEF 59
2.1.1 Modelo Mohr-Coulomb (MC) 60
2.1.2 Modelo Hardening Soil (HS) 62
2.1.3 Aspectos dos modelos constitutivos na modelagem de escavações 64
3 ESTUDO DE CASO DE CORTINA EM BALANÇO 66
3.1 Seção transversal da escavação e parâmetros geotécnicos 66
3.2 Estimativa dos comprimentos da ficha e da parede 68
3.2.1 Dimensionamento pelo método convencional 68
3.2.2 Dimensionamento pelo método simplificado 70
3.2.3 Dimensionamento da cortina - Software GEO5-Projeto de contenções 71
3.3 Execução de banqueta - Cálculo do acréscimo de empuxos segundo Gerscovich et al. (2016) 73
3.4 Determinação do ponto de aplicação do acréscimo do empuxo 82
4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CASO ESTUDADO - PLAXIS 2D 86
4.1 Aspectos de interesse na modelagem numérica 87
4.1.1 Geometria da escavação 87

4.1.2 Parâmetros representativos do solo 88
4.1.3 Elementos representativos da cortina 91
4.1.4 Parâmetros da interface 92
4.1.4.1 Influência da interface - R_{inter} 93
4.1.5 Modelagem numérica da escavação em balanço com banqueta 97
4.2 Análises numéricas – Resultados 99
4.2.1 Tensões efetivas horizontais ativas e passivas 100
4.2.2 Momentos fletores máximos 105
4.2.3 Deslocamentos horizontais 113
4.2.4 Análise dos deslocamentos na superfície do terreno induzidos pela escavação (recalques) 117
4.2.5 Recalques admissíveis, distorção angular (β) 124
5 CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS 127
5.1 Conclusões 127
5.2 Sugestões para pesquisas futuras 129
REFERÊNCIAS 131
ANEXO A – RESULTADOS DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO- ANALÍTICO 134
ANEXO B – RESULTADOS DO PONTO DE APLICAÇÃO DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO- ANALÍTICO 138
ANEXO C – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS-ANÁLISE NUMÉRICA 141
ANEXO D – PERFIL DE RECALQUE: MÉTODO EMPÍRICO VERSUS ANÁLISE NUMÉRICA 142
APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO PARA DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO. 144
APÊNDICE B – CÁLCULO ANALÍTICO DE ACRÉSCIMO DE EMPUXO E PONTO DE APLICAÇÃO DO MESMO – ESCAVAÇÃO EM BALANÇO COM BANQUETA. 150
APÊNDICE C – EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO CASO ANALÍTICO 153
APÊNDICE D – EXECUÇÃO DE BANQUETA-CÁLCULO DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO PASSIVO SEGUNDO FLEMING ET AL. (1985). 159

INTRODUÇÃO

As cortinas de contenção são empregadas como anteparo de paredes de subsolos, de cais e de valas para execução de obras subterrâneas. Segundo Gerscovich et al. (2016) as cortinas são muito utilizadas em escavações para projetos de fundações e de obras de metrôs, galerias, tubulações enterradas e subsolos e como estruturas portuárias. Ao contrário dos muros, que garantem a estabilidade, basicamente, a partir de seu peso próprio, as cortinas são estruturas esbeltas, sujeitas a deformações por flexão, e muito utilizadas quando não se dispõe de área suficiente para abrigar a base do muro e/ou quando se trata de conter desníveis superiores a 5m.

Dependendo da profundidade escavada, a cortina pode trabalhar em balanço ou ter um ou vários níveis de apoio. Escavações com cortinas de contenção trabalhando em balanço são utilizadas nos casos em que a altura escavada é pequena ou em etapas iniciais de uma escavação profunda. Para prosseguir com a escavação, apenas a cortina de contenção dificilmente conseguiria resistir às tensões laterais oriundas do maciço de terra, além do empuxo da água, quando não houver rebaixamento durante esta etapa da escavação. Deste modo, é necessária a utilização de sistemas de apoio complementares. A seleção do sistema de suporte depende da magnitude da tensão lateral atuante, do período necessário para instalação do sistema de apoio, devendo levar em conta, também, eventual obstrução que possa causar dificuldade na área disponível para a execução da construção.

Na execução de escavação contida por cortina é prática comum utilizar-se banqueta junto ao trecho escavado da mesma, conforme exemplificado na Figura 1. A banqueta ilustrada exemplifica a situação em que há aumento do empuxo passivo agindo sobre a parte embutida da parede. Adicionalmente, nesta situação ocorre, em geral, redução dos deslocamentos horizontais no topo da cortina.

De acordo com Clough & O´Rourke (1990), este tipo de banqueta é bastante utilizado nos casos em que se deve fornecer um suporte temporário à cortina antes que os apoios estruturais sejam executados. De acordo com estes autores, a experiência de utilização de banquetas em solos resistentes é vantajosa, pois nas

situações de estado limite de serviço há que se limitar os deslocamentos e, consequentemente, a resistência passiva não é totalmente mobilizada para níveis de deslocamentos relativamente pequenos. Assim, a banqueta poderá auxiliar no aumento do empuxo resistente. Já a experiência em argilas de baixa consistência, segundo estes autores, não é tão positiva, já que neste tipo de solo o acréscimo de empuxo seria muito reduzido na condição de serviço.

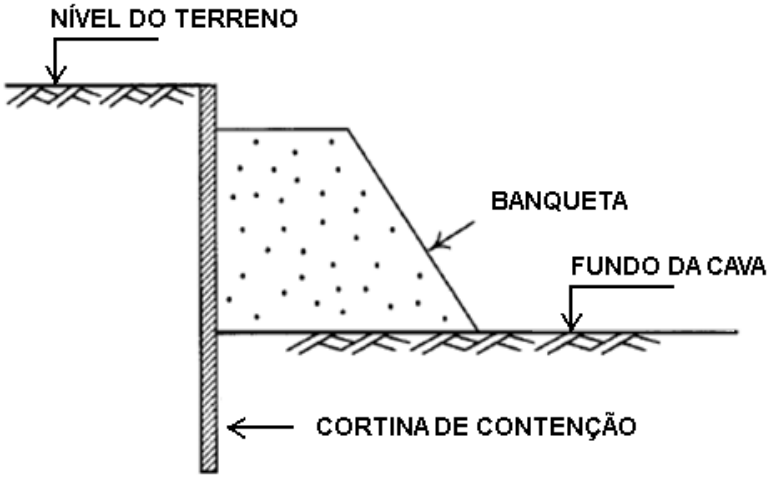


Figura 1 - Banqueta de terra como suporte lateral.

A seleção de um suporte estrutural lateralmente à parede depende não apenas da magnitude da tensão lateral, mas também do período que levaria para sua instalação, além da obstrução que tal suporte representa à construção (Ou, 2006). A seção transversal apresentada na Figura 1 ilustra a geometria típica obtida após remoção do solo na área central da cava, mantendo-se a banqueta com certa largura como apoio lateral da cortina de contenção.

Relevância e Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo principal o estudo do comportamento de escavações com cortina de contenção em balanço com a presença de banqueta. Embora a banqueta seja muito utilizada por ocasião da escavação, mesmo que o projetista não a tenha considerado em suas estimativas de projeto, muito pouco se conhece, em termos quantitativos, de seu benefício em aumentar os esforços

resistentes, contribuindo na redução da flexão da cortina, como também na redução dos deslocamentos laterais e, principalmente, dos recalques nas construções vizinhas.

Os programas baseados no método dos elementos finitos (MEF), de uso cada vez mais difundido, têm possibilitado a análise de problemas geotécnicos cuja formulação analítica ainda envolve procedimentos de cálculo bastante simplificados ou conservativos. Na presente pesquisa foram realizadas previsões analíticas e numéricas bidimensionais pelo MEF de modo a comparar o comportamento observado da escavação com cortina em balanço, sem e com a presença de banqueta. Como os métodos analíticos baseiam-se no equilíbrio limite, não se conhecem os deslocamentos, nem o nível de mobilização real da parcela do empuxo passivo mobilizado. O MEF tem a vantagem de poder verificar não apenas a condição de ruptura, mas a situação de serviço.

Com o objetivo de utilizar o potencial do MEF em análises paramétricas e contribuir para uma análise mais detalhada dos fatores que mais influenciam na utilização do recurso da banqueta, foi avaliada a influência dos seguintes fatores: parâmetros geotécnicos do maciço (peso especifico, γ, e ângulo de atrito, ϕ), geometria da banqueta (altura, largura, e declividade do talude) na estimativa (i) dos empuxos, (ii) dos momentos fletores atuantes na cortina, bem como da profundidade de ocorrência de seu valor máximo, (iii) dos deslocamentos horizontais do topo da cortina e (iv) do recalque nas adjacências da área escavada. Os deslocamentos horizontais, que estão associados aos movimentos verticais, são essenciais visto que podem influenciar, e até serem responsáveis, pelos danos eventualmente gerados nas construções vizinhas.

Com base na modelagem numérica de cortinas com espessuras variáveis foi, também, possível avaliar a influência da rigidez da cortina nos empuxos, momentos fletores, deslocamentos horizontais e recalques das construções vizinhas. Estes aspectos são importantes, e estão relacionados à maior ou menor interação entre o maciço de solo escavado e a estrutura.

Finalmente, a partir das análises efetuadas, foi desenvolvida uma série de ábacos que permite, para diferentes condições de contorno, quantificar o acréscimo

de empuxo passivo e a redução dos deslocamentos que resultam da presença de banqueta em escavações com cortina em balanço.

Motivação

O crescimento considerável da densidade demográfica nos grandes centros urbanos reflete na redução de áreas disponíveis para construção. Em decorrência da falta de espaço, ocorre uma crescente demanda por execução de subsolos, túneis e exploração de obras subterrâneas. Mesmo que estas estruturas enterradas tenham diversas etapas executivas, há sempre o interesse de se estender ao máximo a etapa inicial, explorando a situação de escavação em balanço. Este é um assunto relevante nas atividades da construção civil, que necessitam do suporte da Geotecnia em qualquer empreendimento.

A escassez de publicações sobre este tema na literatura, a importância de seu emprego na prática, além da possibilidade de análise com as ferramentas numéricas disponíveis motivaram a escolha do tema nesta pesquisa de mestrado.

Estrutura da dissertação

Após esta introdução, no capitulo 1 é apresentada a revisão bibliográfica onde se descreve, de forma breve, as escavações com cortinas em balanço. São apresentadas as teorias para estimativa do empuxo de terra atuante em estruturas de contenção, são apresentadas as metodologias de cálculo de escavações em balanço que serão utilizadas nesta pesquisa e são apresentados os modelos clássicos de cálculo analítico para as cortinas em balanço, bem como os critérios de análise dos deslocamentos produzidos pela escavação.

No capítulo 2 são descritos, os aspectos gerais do método dos elementos finitos (MEF), com informações relevantes acerca da ferramenta numérica utilizada na presente pesquisa.

No capítulo 3 é apresentado o caso hipotético de escavação com cortina em balanço utilizado nesta pesquisa. São descritas as características geométricas da escavação, da banqueta e da cortina e são apresentados os diversos parâmetros

considerados nas análises, tanto do solo quanto da cortina. Ainda neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos a partir dos métodos analíticos descritos no capítulo 1.

O capítulo 4 apresenta os resultados numéricos obtidos pelo MEF para o mesmo caso em estudo. A interpretação dos resultados e a comparação entre os resultados obtidos analiticamente e pelo método dos elementos finitos é feita neste capítulo.

Finalmente, o capitulo 5 resume as principais conclusões obtidas na pesquisa, além de algumas sugestões para pesquisas futuras e que norteiam as orientações para um maior aprofundamento no tema.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

A análise dos mecanismos de ruptura da massa de solo pode ser feita de diversas maneiras, uma das quais baseada no equilíbrio limite, envolvendo duas etapas básicas, de acordo com Wesley (2009):

a) Identificação do mecanismo de ruptura pelo qual o solo tem maior probabilidade de entrar em colapso. Em alguns casos, o mecanismo de ruptura pode ser evidente, em outras situações ele pode ser obtido por meio de considerações teóricas. Também pode ser predeterminado por meio de feições geológicas particulares e condições específicas do solo. Em outros casos, no entanto, o modo de ruptura pode ser de difícil avaliação, contemplando incertezas, e só pode ser determinado por processos de tentativa e erro.

(b) Análise da massa do solo envolvida no mecanismo de ruptura. Esta é uma questão de equilíbrio limite, envolvendo o peso da massa do solo, a resistência ao cisalhamento do solo em potenciais superfícies de ruptura e quaisquer forças externas envolvidas. As questões relativas às condições de poro pressão e de fluxo devem ser contempladas na análise, visto que são fatores que governam a resistência ao cisalhamento do solo.

Os princípios de análise são essencialmente os mesmos em cada caso, embora a forma da análise e as forças envolvidas sejam um pouco diferentes. A massa do solo é considerada como um corpo livre em equilíbrio sob a ação de um conjunto de forças. Essas forças podem ser divididas entre aquelas que tendem a causar ruptura (forças desestabilizadoras) e aquelas que tendem a manter a estabilidade (forças resistentes). Esses métodos de análise são comumente referidos como métodos de equilíbrio limite, já que consideram, basicamente, o equilíbrio da massa de solo na condição de colapso.

Adicionalmente é necessário, em projetos de engenharia geotécnica, avaliar o comportamento do elemento projetado em termos de deformações. Nas escavações mais rasas, por exemplo, a influência da escavação no entorno da área escavada

não é grande. No entanto, com o aumento da profundidade de escavação em áreas urbanas, a magnitude e extensão do recalque devido à escavação aumentam, o que frequentemente tende a gerar danos em edifícios adjacentes.

Na execução de escavações, as cortinas são os elementos estruturais utilizados como suporte em torno do perímetro da cava. Os elementos que compõem a cortina podem ser, por exemplo, estacas moldadas in situ, formando uma barreira quase impermeável (parede de estacas secantes), embora existam outras metodologias executivas (parede diafragma e parede de estacas-prancha). As cortinas podem ser executadas de modo que a parede fique em balanço, ou podem ser apoiadas, conforme exemplificado na Figura 2.

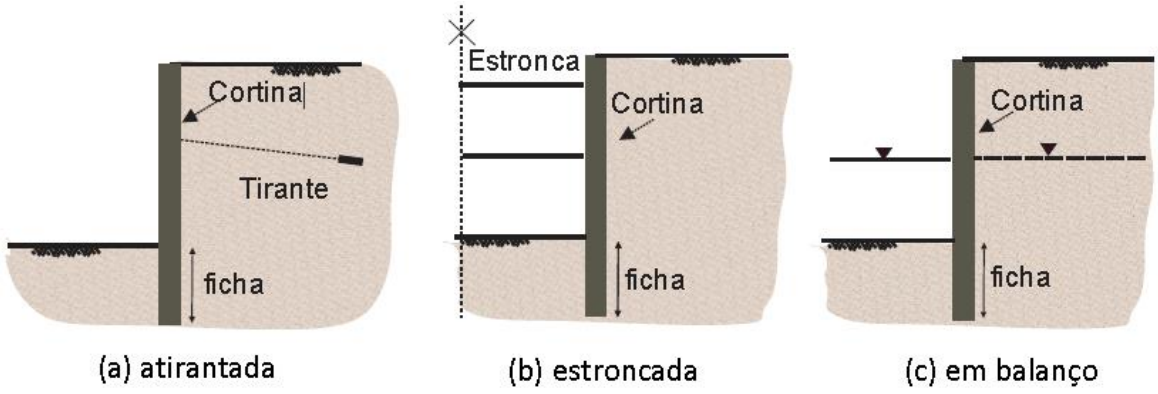


Figura 2 - Exemplos de cortinas (Gerscovich et al.,2016).

A construção da cortina pode envolver atividades de escavação, para o caso de obras subterrâneas, e/ou retro aterro. Como consequência da modificação do estado de tensões originais, a massa do solo adjacente sofrerá deslocamentos, os quais irão nortear o cálculo da distribuição das tensões horizontais nas estruturas enterradas. Como os deslocamentos em que as estruturas esbeltas são submetidas nem sempre atendem às hipóteses das teorias clássicas de Rankine e Coulomb, os métodos de cálculo, em algumas situações, foram concebidos a partir de monitoramento de obras, do estudo de modelos reduzidos e de simulações numéricas (Gerscovich et al.,2016).

Nos centros urbanos, a falta de espaço, a proximidade dos vizinhos e a presença de condutos de serviços impedem, na maioria das vezes, o taludamento do terreno natural, tornando necessário o projeto da estrutura de contenção. Em

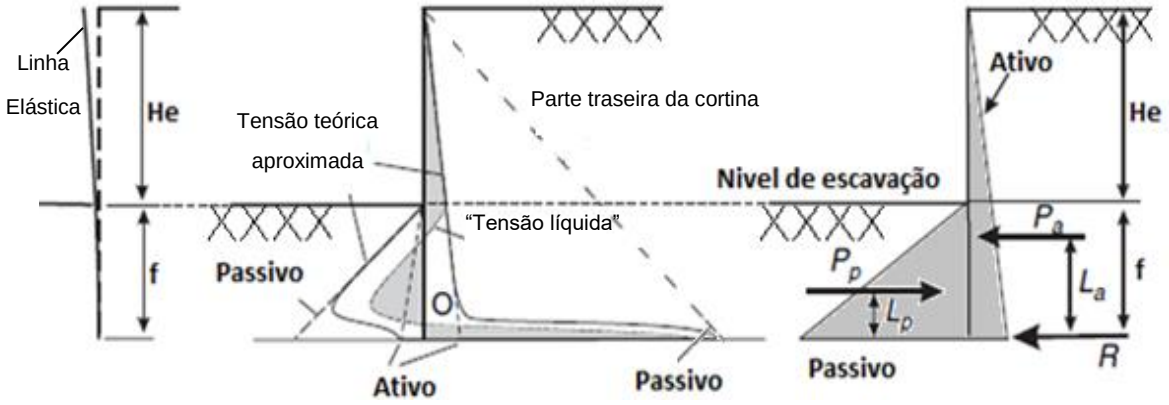
situações desta natureza, caso existam edificações próximas, deve-se tomar os cuidados cabíveis para evitar recalques ou movimentos que afetem a estabilidade ou a integridade das obras vizinhas.

As rupturas que podem ocorrer nas obras de escavações podem ser graves, podendo resultar, inclusive, em mortes dos trabalhadores e o comprometimento da estabilidade das estruturas vizinhas. Evitar as rupturas é o problema principal. Estas podem resultar de vários fatores: tensões excessivas do sistema de suporte, se aproximando da resistência dos materiais envolvidos como, por exemplo, esforços de flexão na cortina excedendo os valores resistentes, esforços nas estroncas superando a carga limite de flambagem, ficha insuficiente, resistência ao cisalhamento do solo no fundo da escavação incapaz de resistir à estabilidade à ruptura global, possibilidade de liquefação do solo (fenômeno da areia movediça), ruptura hidráulica quando da ocorrência de elevadas poro-pressões sem possibilidade de drenagem, etc. Muitas são, portanto, as análises geotécnicas necessárias à garantia da estabilidade da escavação.

Wesley (2009), conforme ilustra a Figura 3a, mostra uma cortina ou parede em balanço. O solo retido aplicará tensões de terra ativa sobre a parte traseira da cortina (lado direito da Figura 3b) e tenderá a causar ruptura por rotação em torno do ponto “O”, muito próximo do pé da cortina. Conforme indicado na Figura 3(b), as tensões resistentes passivas atuam na frente da parede acima do ponto “O”, e na parte traseira da parede, abaixo de “O”, sendo esta parcela de resistência conhecida, também, como contra passivo. Os valores limites dessas tensões são as tensões de terra ativa e passiva, indicadas por linhas pontilhadas na Figura 3b. Também são mostradas as distribuições de tensões aproximadas que atuam em cada lado da cortina (Figura 3c).

A Figura 3(c), ilustra os empuxos de terra, resultantes da distribuição das tensões ativa e passiva, expressos pelas forças P_a e P_p, respectivamente.

O comprimento embutido “f” necessário à estabilidade é denominado ficha, podendo ser estimado a partir do equilíbrio em termos de momentos, os quais podem ser tomados em relação à base da cortina.



(a) Cortina em balanço **(b) Distribuição de tensão teórica** **(c) Distribuição de tensão simplificada**

Figura 3 - Distribuição das tensões na cortina em balanço, (adaptado de Wesley, 2009).

1.2 Teorias de empuxo de terra

Entende-se por empuxo de terra a ação, em geral horizontal, produzida por um maciço de solo sobre as estruturas com ele em contato. Em outras palavras, o empuxo de terra é a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção, Gerscovich et al. (2016).

Segundo estes autores, a determinação do valor de empuxo de terra é fundamental para o projetos de estruturas de contenção. O valor da resultante de empuxo de terra, assim como a distribução de tensões horizontais ao longo do elemento estrutural, depende de como o processo de interação solo-estrutura ocorre durante todas as fases da obra. Além disso, o empuxo atuante na estrutura provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribução de empuxo ao longo das fases construtivas da obra.

Gerscovich et al. (2016), detalham que as tensões iniciais são aquelas originadas pelo peso próprio do maciço, sendo o cálculo desse estado de tensões complexo em casos de grande heterogeneidade e topografia irregular. Existem, no entanto, situações encontradas na Geotecnia denominadas condições geostáticas, onde se admite: superfície do terreno horizontal, subcamadas horizontais e pouca variação das propriedades do solo na horizontal.

Na condição geostática de tensões não existem tensões cisalhantes atuando nos planos vertical e horizontal. Com isso, esses planos correspondem aos planos

principais de tensões. Esse cenário pode ser observado no processo de deposição de um solo sedimentar, onde a deposição de sucessivas camadas impõe aos elementos de solo acréscimos de tensão que geram deformações, mas essas deformações não ocorrem na direção horizontal. A determinação da magnitude da tensão horizontal é possível, para a condição de deformação horizontal nula (ε_h=0).

Para Bowles (1997), a tensão lateral de terra é um elemento muito importante no projeto e detalhamento de vários problemas de engenharia geotécnica. Paredes de contenção, estacas, escavações, com ou sem suporte, e outras estruturas subterrâneas exigem uma estimativa da tensão lateral atuante no componente estrutural na fase de projeto. Segundo Bowles (1997), são geralmente utilizados na estimativa da tensão lateral de terra, métodos de equilíbrio limite, considerando-se a envoltória de ruptura de Mohr. Destaca-se, no entanto, que é possível, também, a utilização do método dos elementos finitos com a mesma finalidade.

1.3 Estimativa da ficha de parede de escavação em balanço

Serão apresentadas a seguir as diferentes abordagens para dimensionamento de cortinas em balanço.

O cálculo dos empuxos de terra atuantes na cortina pode ser feito com base na análise do equilíbrio limite, que depende da estimativa dos coeficientes de empuxo das teorias plásticas. A teoria de Rankine não considera o atrito entre o solo e a estrutura, já a teoria de Coulomb permite a consideração de atrito solo-estrutura. Segundo Ou (2006), embora as duas teorias sejam baseadas em distintas considerações, as tensões de terra obtidas serão similares quando as condições de contorno contemplarem parede vertical e lisa (sem atrito).

Segundo Ou (2006), o atrito entre a parede e o solo faz com que as superfícies de ruptura sejam curvas, de modo que a tensão ativa de Rankine é superestimada em relação à tensão real, enquanto que a tensão passiva obtida seria mais acurada.

Gerscovich et al. (2016), resumem duas formas usuais de dimensionamento da parede em escavações em balanço: considerando, para a segurança, uma

minoração do valor de K_p em 1.5 a 2 vezes, ou um acréscimo da ficha em 20% a 40%.

1.3.1 Método convencional

O dimensionamento pelo método convencional de cortina em balanço consiste no estabelecimento do diagrama de tensões, de modo que se possa estimar o mínimo embutimento da cortina no terreno, denominado ficha, necessário para garantir a estabilidade da estrutura de contenção.

Conceitualmente, admite-se que a cortina sofra uma rotação sob o efeito do empuxo ativo que atua no seu trecho livre, como mostra a Figura 4. Esta rotação desperta o empuxo passivo à frente do trecho enterrado até o ponto de rotação, conforme será apresentado posteriormente (Figura 5b e Figura 6b). Abaixo deste ponto as condições de empuxo se invertem. Com base nessas premissas, estabelece-se o diagrama de empuxos ativo e passivo (Figura 5).

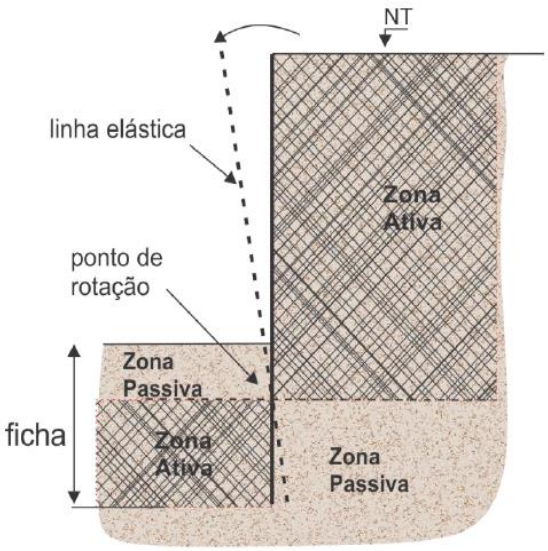


Figura 4 – Tipo de deslocamento da cortina em balanço (Gerscovich et al. 2016).

Como resultado, surge uma distribuição de empuxos não linear (Figura 5(a)), a qual é simplificada para uma distribuição linear (Figura 5(b)) (Gerscovich et al. 2016).

Existem duas alternativas de cálculo: o método convencional, em que é calculado o diagrama simplificado com base nas equações de Rankine, e o método

simplificado que substitui o empuxo passivo no trecho final da ficha por uma força equivalente.

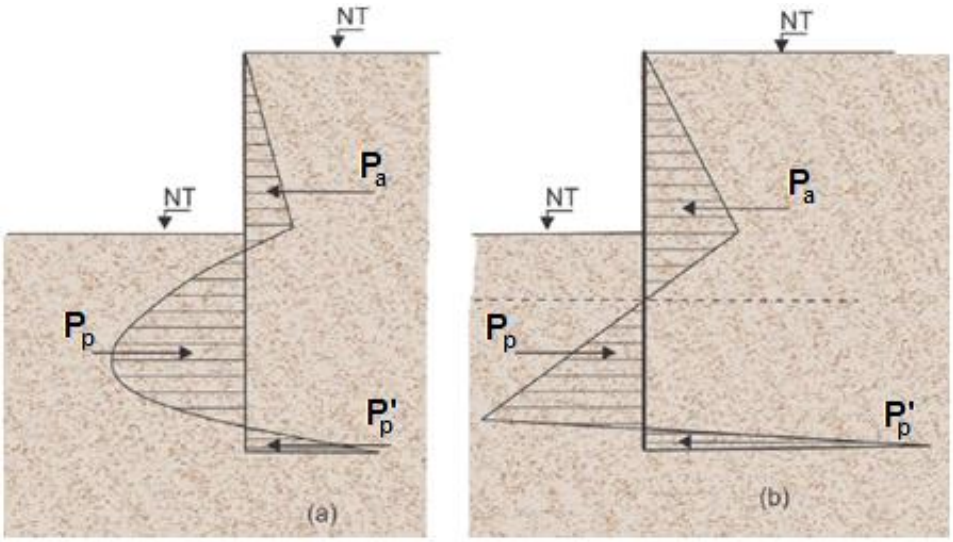


Figura 5 – Distribuição de empuxos em cortina em balanço (a) provável distribuição de empuxos (b) diagrama simplificado para cálculo - solo granular sem água -(Gerscovich et al., 2016).

A Figura 6 representa um exemplo de cortina de cais em que é ilustrada a resultante de esforços mobilizados através dos empuxos ativo e passivo, sendo necessária a mobilização de uma terceira resultante de esforços chamada de contra passivo, devido a presença do ponto de rotação nas proximidades do pé da cortina. Com a consideração desta parcela, é possível determinar a ficha mediante a resolução de equilíbrio de forças e momentos atuantes na cortina. O método convencional é mostrado em detalhes em Gerscovich et al. (2016).

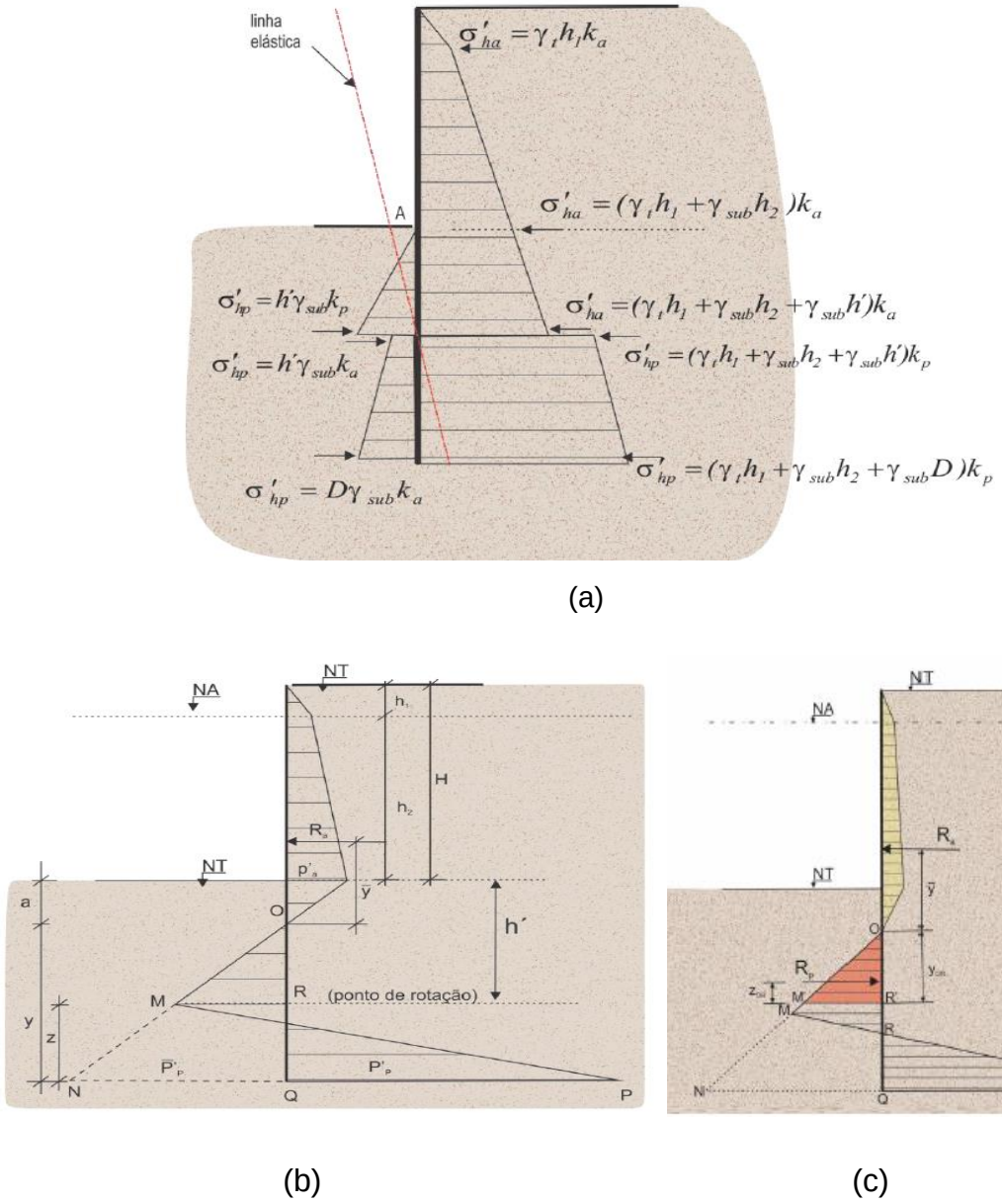


Figura 6 – Exemplo de cortina de cais – resultante de poropressão nula: (a) Diagrama de empuxos; (b) Diagrama resultante de empuxos; (c) Posição de cortante nulo e momento fletor máximo, (Gerscovich et al., 2016).

Apresentam-se, a seguir, alguns comentários reproduzidos de Gerscovich et al. (2016) os quais devem ser observados em projeto quando da aplicação da metodologia convencional para determinação da ficha em cortinas em balanço:

i) No desenvolvimento matemático é assumido o empuxo de água nulo; isto é, não há fluxo, já que os níveis d´água no entorno da cortina encontram-se na mesma

cota. Em muitas ocasiões, há necessidade de se considerar esta diferença de nível d'água e, portanto, os empuxos gerados pelo fluxo.

ii) Face às incertezas associadas ao perfil de distribuição de empuxos e parâmetros geotécnicos, recomenda-se, após o cálculo da ficha (D), considerar um dos critérios a seguir:

a. Acréscimo no comprimento da ficha da ordem de 20% a 40%, conforme citado anteriormente,

b. Minoração do valor de kp em 1,5 a 2 vezes

iii) O dimensionamento estrutural é feito a partir do cálculo do momento fletor máximo, o qual ocorre na profundidade onde o cortante é nulo. Assim sendo, calcula-se a profundidade (ponto R´) na qual o diagrama OMR´ fornece uma resultante igual à resultante do diagrama ativo (Ra - acima do ponto O), como mostra a Figura 6(c). Com isso, a posição do ponto R´ fica definida, a partir de $Ra{-}Rp$=0. Deste modo, o momento máximo é calculado por:

$$M_{max} = R_a(\bar{y} + y_{OR}) - R_p.Z_{OR} \quad (1)$$

1.3.2 Método simplificado

O método simplificado é apenas uma alternativa ao método convencional, com uma forma algébrica mais simples. A Figura 7, obtida a partir das informações contidas nas Figura 6a e Figura 6b, mostra a substituição do diagrama inferior à direita por uma força equivalente. Um resultado análogo ao do método convencional é obtido considerando que o momento da resultante das tensões ativas, em relação do pé da cortina, é a metade do momento da resultante das tensões passivas. Embora não satisfazendo à condição de equilíbrio, este método simplificado, em muitas situações, pode chegar ao mesmo resultado do método convencional.

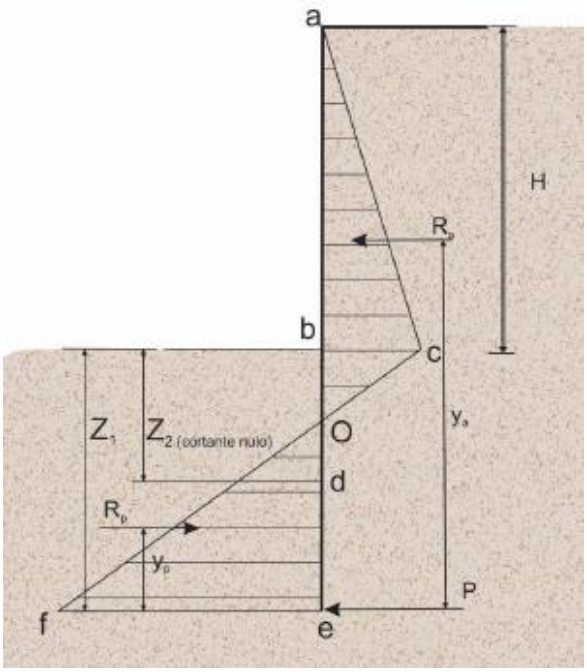


Figura 7 – Esquema de cálculo – método simplificado, (Gerscovich et al., 2016).

Mostram-se, a seguir, algumas considerações das etapas de cálculo:

i) Determinação da profundidade Z_1 da Figura 7c, tal que o momento devido a resultante do diagrama de tensões ativas (aoc) seja a metade do momento devido a resultante das tensões passivas (oef):

$$R_a y_a = \frac{1}{2} R_p y_p \tag{2}$$

Equivalente a um fator de segurança igual a 2:

$$FS = \frac{R_p \overline{y_p}}{R_a \overline{y_a}} = 2 \tag{3}$$

ii) Majoração da profundidade Z_1 em 15%, para permitir a mobilização dos esforços à direita e próximo ao pé da cortina (região do contra passivo).

$$Z_{1M} = 1.15Z_1 \quad (4)$$

iii) Determinação da posição de cortante nulo Z_2 da Figura 6(c) e Figura 7, neste ponto determina-se o momento máximo da mesma forma que no método convencional.

1.4 Metodologias de cálculo de escavações

1.4.1 Generalidades

Quase todas as obras de engenharia civil, envolvem o solo de alguma forma. As fundações transferem cargas das estruturas para serem resistidas pelo solo. As estruturas de contenção permitem que as escavações verticais sejam executadas. Na maioria das situações ocorre interação entre o solo e a estrutura executada. No entanto, há situações em que o projeto e obra são puramente geotécnicos, como no caso de retaludamento. A Figura 8 ilustra vários exemplos de intervenções, com base nos quais é possível perceber que a engenharia geotécnica desempenha um importante papel, nas fases de projeto e de execução, na engenharia civil.

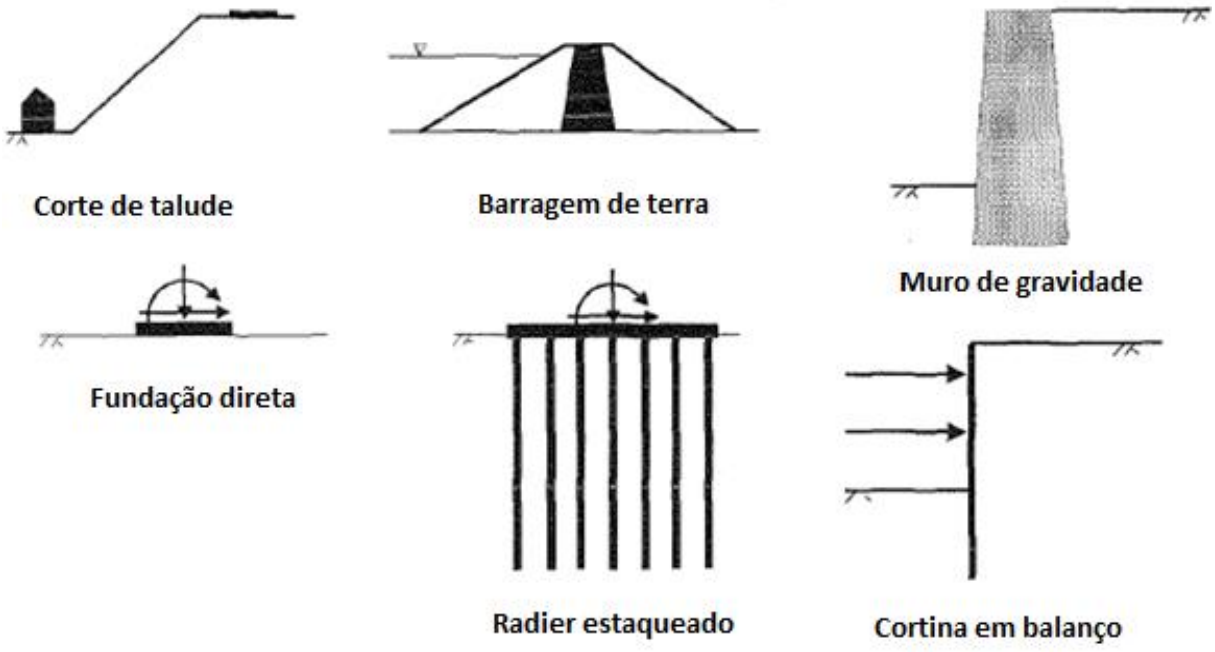


Figura 8 – Exemplos de estruturas geotécnicas, adaptado de (Potts & Zdravkovic, 1999).

Tradicionalmente, projetos geotécnicos são realizados com base em análises simplificadoras ou aproximações empíricas. A maioria das normas e códigos é baseada nessas aproximações. A introdução de hardwares e softwares de baixo custo resultou em avanços consideráveis na análise e no projeto de estruturas geotécnicas. Um grande progresso consiste, por exemplo, na possibilidade de modelagem do comportamento de estruturas geotécnicas em condições de serviço e investigação dos mecanismos de interação solo-estrutura. (Potts & Zdravkovic, 1999).

1.4.2 Métodos de análise

De acordo com Potts (2003), os métodos de análise existentes podem ser convenientemente agrupados nas seguintes categorias: forma fechada, análise simples e análise numérica. Cada uma dessas categorias é considerada separadamente.

a) Soluções do tipo “closed form” (forma fechada)

Para uma estrutura geotécnica particular, se for possível estabelecer um modelo constitutivo realista para o comportamento do material, identificar as condições de contorno, combiná-las com as equações de equilíbrio e de compatibilidade, e então realizar as integrações resultantes, uma solução teórica exata pode ser obtida. A solução é exata em um sentido teórico, mas ainda é uma aproximação do problema real, como suposições sobre a geometria, as condições de contorno aplicadas e o comportamento constitutivo foram feitas na idealização do problema físico real em uma forma matemática equivalente. Em princípio, é possível obter uma solução analítica completa para movimentos, forças, tensões e deformações para cada ponto dentro do domínio do problema, para todas as etapas da história da construção. Uma única análise fornecerá informações sobre deslocamentos e estabilidade.

No entanto, como o solo é um material multifásico altamente complexo que se comporta de forma não linear quando carregado, soluções analíticas completas para problemas geotécnicos reais não são usualmente possíveis. Soluções podem ser obtidas apenas para duas classes limitadas de problemas: (i) Há soluções em que

se presume que o solo se comporta de maneira linear-elástica isotrópica e as condições de contorno são simples. Embora possam ser úteis para fornecer uma primeira estimativa de deslocamentos e forças, são de pouca utilidade para avaliar a estabilidade. A comparação com o comportamento observado indica que tais soluções são frequentemente inacuradas. (ii) Por outro lado, existem soluções para problemas cuja simetria geométrica é suficiente para que a análise seja considerada essencialmente unidimensional. Expansão de cavidades cilíndricas, esféricas e infinitamente longas em um continuo elasto-plástico infinito são exemplos. Embora sejam úteis, essas soluções restringem a aplicação prática.

b) Métodos clássicos ou simples, podem ser categorizados como:

i) Métodos de equilíbrio limite como o de Coulomb (1776) e o de Caquot - Kerisel (1948) para estimativa de empuxos ativo e passivo e o método das fatias utilizado na análise de estabilidade global de taludes (Bromhead, 1992);

ii) Métodos baseados nas tensões (stress field solutions) como o de Rankine (1857) e Sokolovskii (1960 e 1965) e as soluções para obtenção de fatores de capacidade de carga;

iii) Métodos de análise limite envolvem soluções de limite superior e limite inferior, (Chen, 1975). O primeiro desconsidera o equilíbrio e a última compatibilidade. Em princípio, se soluções de limite superior e limite inferior fornecerem o mesmo resultado, então esta é a solução exata do problema que está sendo analisado. No entanto, são poucos os casos em que isso pode ser verificado e, mesmo nesses casos, um modelo constitutivo idealizado é empregado.

É importante notar que as abordagens citadas acima, consideradas aproximadas, requerem essencialmente a suposição do mecanismo de ruptura. Outro aspecto importante é a consideração do tipo de análise a ser efetuada: não drenada baseada no critério de Tresca ou drenada baseada no critério de Mohr-Coulomb.

c) Métodos numéricos

Nesta classe de análise, todos os requisitos de uma solução teórica são considerados, mas só podem ser satisfeitos de maneira aproximada.

Sua capacidade de refletir com exatidão as condições do campo depende essencialmente da capacidade dos modelos constitutivos de representar o comportamento real do solo e da capacidade do engenheiro geotécnico de atribuir condições de contorno apropriadas às várias etapas da construção.

Os elementos requeridos em cada método de análise disponível são apresentados por Potts & Zdravkovic (1999) e reproduzidos na Tabela 1 e na Tabela 2. Os referidos autores comentam que as condições de equilíbrio e de compatibilidade, os modelos constitutivos que contemplam o comportamento dos diversos materiais e as condições de contorno (forças e deslocamentos) devem ser avaliados. Nos casos de modelos teóricos todas as condições devem ser atendidas.

Tabela 1 – Métodos de análise – Requisitos necessários - Potts & Zdravkovic (1999).

MÉTODO DE ANÁLISE		**REQUISITOS / CARACATERÍSTICAS**				
		Equilíbrio (esterno e interno)	**Compatibilidade** (deslocamentos e deformações)	**Comportamento** (Modelo Constitutivo – tensão-deformação) (material behaviour)	**Condições de limite** (boundary conditions)	
					Força	**Deslocamento**
Forma fechada (closed form)		S	S	Elástico linear	S	S
Equilíbrio limite		S	NS	Rígido com um critério de falha	S	NS
Campo de tensão (stress field)		S	NS	Rígido com um critério de falha	S	NS
Análise limite	**Limite inferior**	S	NS	Plasticidade ideal com regra de fluxo associada (ideal plasticity with associated flow rule)	S	NS
	Limite superior	NS	S		NS	S
Abordagens baseada no conceito de coeficiente de mola (beam spring approach)		S	S	Solo modelado por molas ou fatores de interação elásticos	S	S
Análise numérica completa		S	S	Qualquer	S	S
S - Satisfeito; NS - Não Satisfeito						

Tabela 2 - Métodos de análise – Requisitos de projeto - Potts & Zdravkovic (1999).

MÉTODO DE ANÁLISE		REQUISITOS DE PROJETO						
		Estabilidade			Parede e suportes		Estruturas adjacentes	
		Parede e suportes	Apoio de base (base heave)	Geral	Força (structural force)	Deslocamento	Força (structural force)	Deslocamento
Forma fechada (modelo elástico linear)		Não	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Equilíbrio limite		Sim	Calculo separado	Calculo separado	Sim	Não	Não	Não
Campo de tensão		Sim	Calculo separado	Calculo separado	Sim	Não	Não	Não
Análise limite	**Limite inferior**	Sim	Calculo separado	Calculo separado	Estimativa grosseira	Não	Não	Não
	Limite superior	Sim	Calculo separado	Calculo separado	Estimativa grosseira	Estimativa grosseira	Não	Não
Abordagem baseada no conceito de coeficiente de mola (beam spring approach)		Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não
Análise numérica completa		Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim

1.5 Método aproximado para considerar os efeitos da banqueta

Alguns métodos aproximados que consideram a presença e os efeitos oriundos da presença de banqueta são apresentados neste item.

Sendo o empuxo passivo função da tensão efetiva vertical atuando na superfície potencial de ruptura próxima à contenção, o empuxo é aumentado pela presença da banqueta no nível da escavação.

Fleming et al. (1985) destacam que há várias formas de se estimar, de forma aproximada, o efeito favorável da banqueta e que embora este assunto não tenha merecido, ainda, uma pesquisa mais detalhada, a experiência mostra que os métodos aproximados utilizados em projeto têm se mostrado adequados. Os citados autores afirmam ainda que é possível, teoricamente, analisar o mecanismo de ruptura passivo contemplando a presença de uma banqueta por um método iterativo, envolvendo uma série de tentativas com superfícies de ruptura apropriadas, mas eles ressaltam que tal procedimento não contempla todas as incertezas relacionadas ao estado de tensões atuantes na banqueta, os efeitos do amolgamento, o amolecimento do solo, etc., cuja consideração levaria a um método de cálculo não conveniente para aplicações práticas. Por esta razão, alguns métodos aproximados são mais utilizados na prática.

Quanto a este método iterativo a que Fleming et al. (1985) se referem, a autora deduz que seja o método gráfico de Culmann, que contempla várias tentativas de superfície de ruptura, até que se chegue ao empuxo passivo mínimo. A aplicação deste método de Culmann para a situação de estimativa de empuxo passivo em escavações com banquetas é tratado no Manual do NAVFAC (1982), sendo ilustrado na Figura 9.

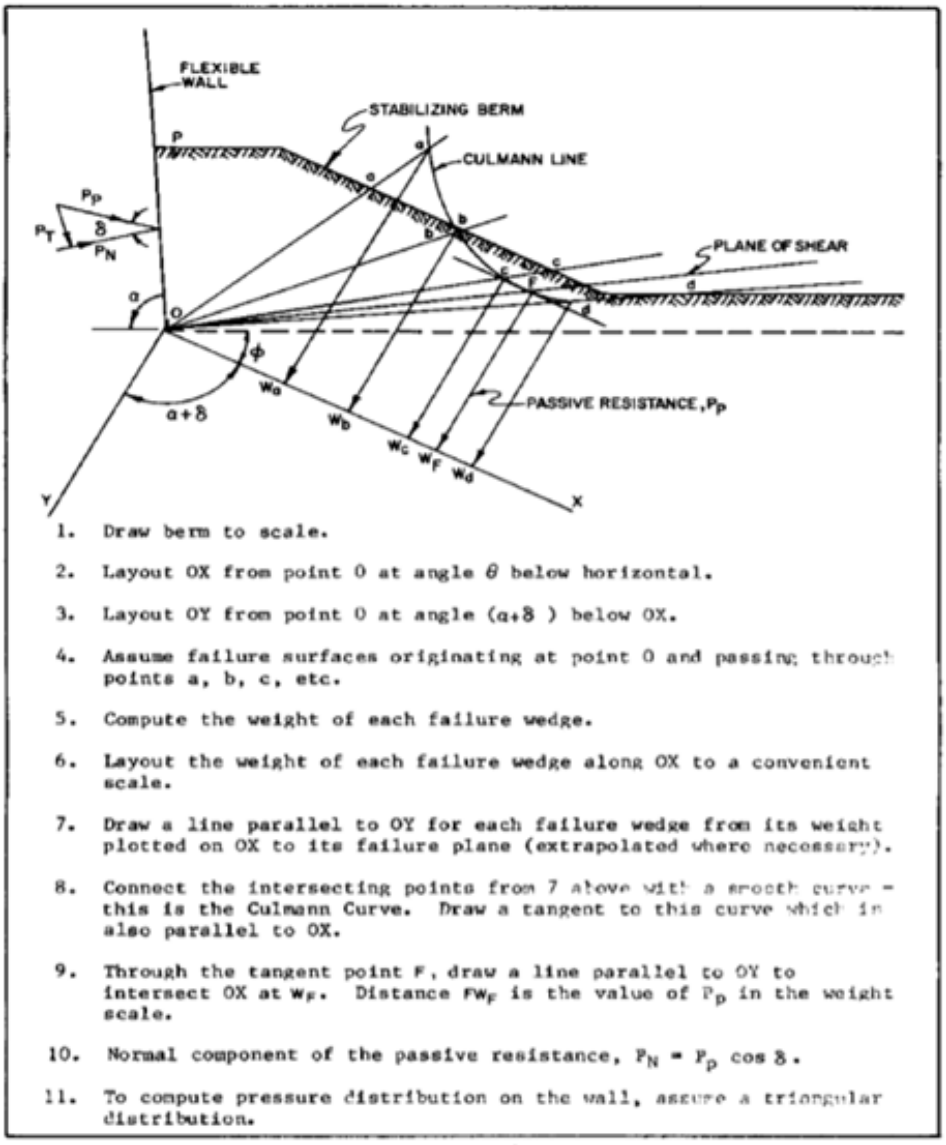


Figura 9 – Método gráfico de Culmann para a determinação do empuxo passivo contemplando a presença de uma banqueta.

A Figura 9 ilustra os diversos passos da metodologia de cálculo, reproduzida a seguir:

1. Desenhe o maciço com a banqueta em escala.
2. Trace uma linha OX do ponto O (extremidade da ficha) com inclinação ϕ com a horizontal, sendo ϕ o ângulo de atrito do solo.
3. Trace uma linha OY do mesmo ponto O com inclinação $\alpha + \delta$ abaixo da linha OX.

4. Considere superfícies de ruptura com origem no ponto O e passando pelos pontos a, b, c, etc.
5. Calcule o peso de cada cunha.
6. Coloque o peso de cada cunha, supostamente na ruptura, ao longo da linha OX, numa escala conveniente.
7. Trace uma linha paralela a OU para cada cunha, a partir de seu peso plotado na linha OX até o plano de ruptura considerado (extrapole, se necessário).
8. Ligue os pontos de interseção obtidos no passo 7 com uma curva suave. Esta é a curva de Culmann. Trace uma tangente a esta curva de Culmann paralelamente à linha OX.
9. A distância F W_F corresponde ao valor do empuxo passivo P_p para a mesma escala utilizada na linha em que se representou os pesos das cunhas.
10. A componente do empuxo normal à parede de contenção será: $E_p = F_p \cos\delta$.
11. Para estimar o diagrama de tensões na parede, assuma uma distribuição triangular.

Uma das formas que Fleming et al. (1985) sugerem como aproximação de cálculo são as seguintes:

1. Um método aproximado consiste em se tratar a banqueta como responsável por um aumento do nível de tensões efetivas do lado passivo. Neste caso, a altura da banqueta é considerada como 1/3 de x, sendo x a largura da banqueta, como indicado na Figura 10. O acréscimo na tensão efetiva é considerada como equivalente a um terrapleno horizontal com altura igual à metade da altura do “talude da banqueta”, sendo a altura da banqueta, H´, a interseção da linha de inclinação 1 v, 3 h com a parede. Qualquer peso de solo estável acima do talude de 1:3 pode ser tratado como uma sobrecarga atuando acima do nível do terreno fictício, sobre a largura aproximada da superfície potencial de ruptura. Embora este método possa ser criticado, por ser altamente empírico, Fleming et al (1985) destacam que ele fornece resultados satisfatórios e conservativos,

em relação a outros métodos, tanto em termos da profundidade final da parede, como em relação aos esforços de flexão atuantes. A menos que a banqueta seja larga o suficiente, não é aconselhável que a base de uma cortina ancorada esteja acima ou próxima à cota final da escavação do lado passivo de uma certa etapa executiva.

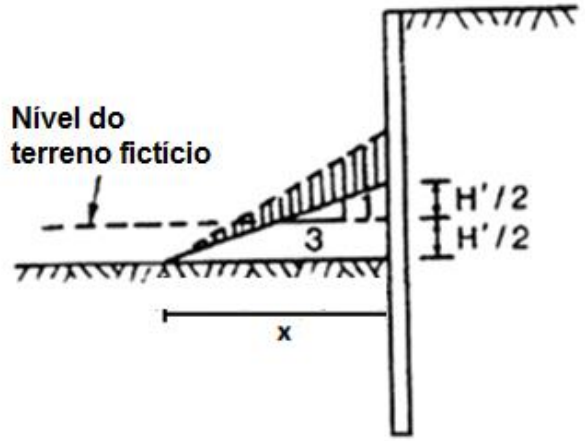


Figura 10 - Relação entre o nível do terreno fictício (effective ground level) e as dimensões da banqueta, Fleming et al. (1985).

2. O segundo método alternativo de se considerar a banqueta, segundo Fleming et al. (1985) é substitui-la por uma sobrecarga efetiva atuando na superfície do terreno, no trecho sob influência da superfície potencial de ruptura da zona passiva. Neste método, o peso próprio efetivo da banqueta é calculado e então distribuído sobre a largura (no nível do terreno ao final da escavação) da potencial superfície de ruptura, como indica a Figura 11.

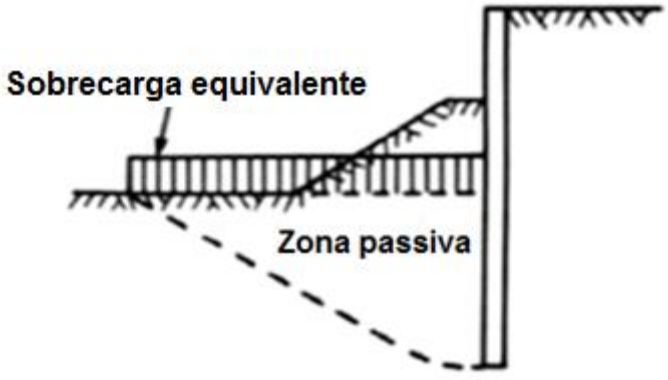


Figura 11 - Consideração da banqueta como uma sobrecarga, Fleming et al. (1985).

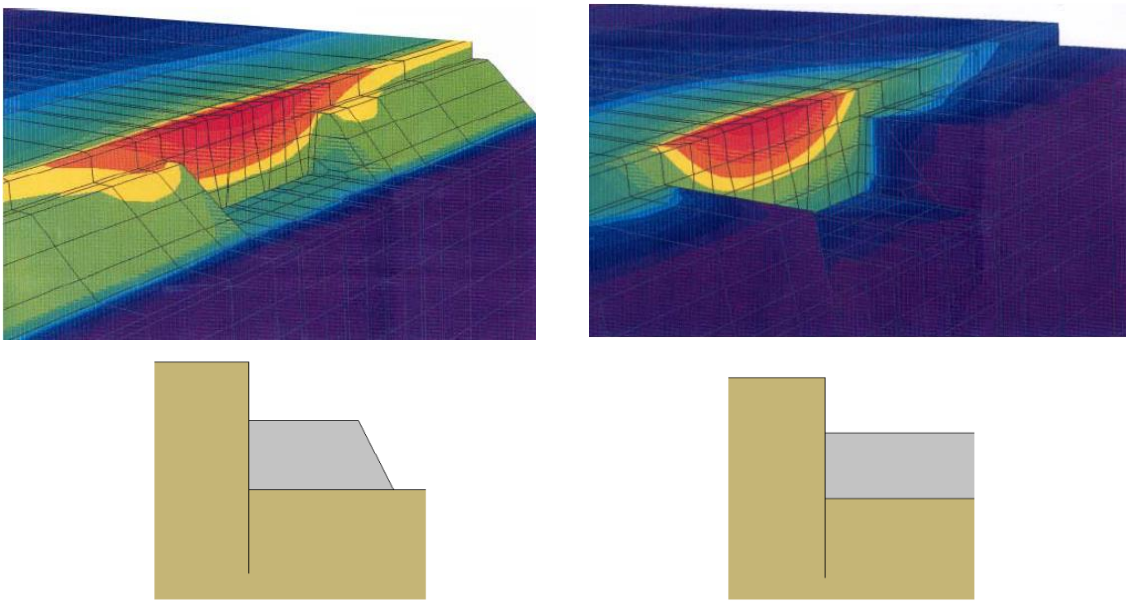
Fleming et al. (1985) ainda comentam, ao observar a Figura 11, que além do acréscimo no empuxo passivo, alguma força cisalhante deve existir na banqueta acima do nível da escavação final, e que estas forças irão ainda contribuir na estabilidade e na redução do momento fletor na cortina. Se estas tensões cisalhantes atuantes na banqueta não forem consideradas, e é difícil fazê-lo, então este segundo método pode também ser considerado como conservativo.

Georgiadis e Anagnostopoulos (1998) analisaram os efeitos da banqueta no comportamento em paredes de estaca-prancha, apresentando resultados de análises de elementos finitos e uma investigação experimental de paredes em balanço em maciço arenoso, demostrando os efeitos da banqueta no comportamento da parede. As análises numéricas foram desenvolvidas usando o programa Plaxis, com estudos paramétricos para banquetas de largura e alturas diferentes considerando três diferentes rigidezes de parede, obtendo resultados do efeito da largura da banqueta e da profundidade de escavação no movimento lateral. A investigação experimental foi realizada em um modelo de parede de estaca-prancha em balanço, instalada em um tanque contendo areia média. Os movimentos laterais foram registrados por transdutores de deslocamento, além de extensômetros posicionados na cortina para a medição de variação de momentos fletores com a profundidade.

Georgiadis & Anagnostopoulos (1998) concluíram sobre a importância de se dispor de métodos simples para avaliar o efeito da banqueta na redução dos deslocamentos da parede e momentos de flexão. Este efeito foi investigado através de análises de elementos finitos e ensaios em modelos físicos, obtendo como resultado da investigação um fator de redução que é usado nas equações que fornecem os deslocamentos e os momentos fletores, sendo este fator dependente da geometria da banqueta, profundidade da escavação e rigidez relativa solo-parede.

Easton et al. (1999) realizaram uma investigação usando a análise tridimensional de elementos finitos, usando o mecanismo de SAGE CRISP 97, através do software FEMGV. Como os métodos empíricos tendem a ser conservadores e os métodos no cálculo de equilíbrio limite fornecem apenas orientação para o projeto do estado limite último, os autores propõem uma

combinação do procedimento com elementos finitos e fator de cálculos de segurança para fornecer uma abordagem mais realista para o projeto de banquetas. Foram abordados dois métodos: usando banquetas de solo e usando um nível de solo efetivo aumentado acima da acima do nível do terreno, na base da escavação, como indica a Figura 12, sendo os dois métodos correlacionados comparando o movimento lateral no topo da parede de contenção para diferentes alturas de suporte temporário. Segundo os autores, a comparação dos movimentos laterais no topo da parede, ao usar banquetas (caso a), com aqueles obtidos quando um nível do solo efetivo aumentado é usado como suporte temporário (caso b), para a mesma altura de banqueta, indica maiores movimentos no primeiro caso. Porém, em ambas as situações, menor é o movimento se for considerada uma parcela de coesão. Esta parcela de coesão resulta na redução da tensão ativa no lado da parede, enquanto uma resistência passiva extra é desenvolvida abaixo do nível de escavação na frente da parede. Tendo estabelecido o aumento do nível do solo efetivo acima do nível do terreno, na base da escavação, que forneceria o mesmo suporte temporário que uma banqueta, ao referidos autores supõem de forma grosseira que o fator de segurança contra a ruptura geral do solo e da estrutura seja o mesmo.



(a) (b)

Figura 12 – (a) Movimentos laterais: banqueta com trecho central removido, (b) Movimentos laterais: Nível de solo efetivo de 6m acima da base do trecho central removido, Easton et al. (1999).

Easton et al. (1999) concluíram que a facilidade de incorporar os fatores de segurança no projeto de banquetas para obras temporárias não está prontamente disponível para o engenheiro da prática, de modo que tradicionalmente os projetos costumam-se basear em métodos empíricos. O desempenho usando uma banqueta de uma determinada dimensão pode então ser relacionado a um nível do solo efetivo maior do que o nível natural. O fator de segurança no último caso pode ser estabelecido a partir de abordagens típicas de projeto para uma estrutura em balanço e usar uma banqueta equivalente. O fator de segurança, segundo Easton et al. (1999), pode ser considerado o mesmo.

Gourvenec e Powrie (2000) realizaram uma análise tridimensional de elementos finitos para paredes de contenção embutidas no solo e suportadas por banquetas descontinuas. O estudo foi motivado pelo método de construção adotado para paredes de contenção do diafragma no by-pass A4/A46 Batheaston na Inglaterra, sendo usados os dados deste local para validação da abordagem. Os autores focaram em uma série de análises tridimensionais baseadas no método dos elementos finitos para investigar o efeito de remoção de uma seção de banqueta utilizada em conjunto com parede de contenção. Por uma questão de simplicidade, consideraram a geometria da seção transversal, a rigidez da parede e as características do solo como constantes, enquanto o comprimento da seção da banqueta removida e a distância entre seções removidas sucessivas foram, então, variadas.

Gourvenec e Powrie (2000) realizaram análises de elementos finitos utilizando o programa CRISP (Britto e Gunn 1987). As análises começaram com a parede já existente e o primeiro passo foi simular a escavação em massa para um estágio em que a parede era sustentada por uma banqueta de terra ao longo de três quartos de sua altura retida com uma inclinação frontal de 60°. Um número de análises foi realizado em que o efeito de diferentes comprimentos de escavação sem suporte em movimentos de parede foi investigado. A borda remanescente de cada lado de uma seção escavada foi inclinada em um ângulo de 60° em relação à horizontal, olhando a face da parede.

Gourvenec & Powrie, (2000) mostraram os resultados das análises de elementos finitos, concluindo que, embora a remoção de uma seção da banqueta

que suporta a parede de contenção embutida longa tenha um efeito perceptível, uma banqueta descontinua ainda fornece substancial resistência ao movimento da parede. Também demostraram que a presença da banqueta, seja ela extensa ou descontinua, restringiu o movimento da parede (em comparação com parede livre em balanço) em grau crescente com o tempo, uma vez que drenagem parcial ocorreu na massa do solo. Em termos gerais, as análises mostraram que a remoção de uma seção da banqueta resulta em deslocamentos localizados nas proximidades da seção não suportada da parede e, como seria de se esperar, o movimento máximo da parede ocorre no centro da seção não suportada. Ainda, a magnitude dos movimentos da parede e a extensão da parede afetada pela remoção de uma seção da banqueta aumentaram com a extensão da seção da banqueta removida, bem como com o tempo após a escavação.

Powrie & Daly (2002) apresentaram uma série de ensaios de modelos em centrifuga em escala 1:100 de paredes de contenção embutidas e apoiadas em banquetas em solo argiloso pré-adensado, apresentando discussões com referência às suas implicações para a prática. Os modelos utilizados para a pesquisa da eficácia das cortinas de contenção sustentadas por banquetas foram feitos a partir de blocos de argila de caulim branca pré-adensados de dimensões de 20cm x 55cm com 30cm de altura. Foram realizados oito ensaios com modelos em centrifuga nos quais se variou a profundidade de embutimento da parede, o volume da banqueta e o nível da água subterrânea. A altura da parede de contenção foi de 10cm, equivalente a 10m do protótipo, com uma declividade da banqueta de 45° em todos os ensaios. Para um comprimento do modelo de 150 mm, Powrie (1986) estimou que a força de restrição total devido ao atrito lateral seria da ordem de 10% da força resultante de tensões ativas totais (incluindo o empuxo da água) no solo retido acima do nível da escavação. Enquanto a força devida à fricção lateral será aumentada pela presença da banqueta, sua influência no comportamento do modelo será reduzida por conta do comprimento mais largo (200 mm de largura), usada nos ensaios relatados neste artigo. No geral, considera-se que esses efeitos serão aproximadamente equilibrados, deixando um erro devido ao atrito lateral semelhante ao dos ensaios relatados por Bolton & Powrie (1987, 1988). Os resultados dos ensaios em centrífuga relatados no trabalho dos autores Powrie & Daly, (2002) podem ser comparados com os realizados por Powrie (1986) para paredes em

balanço não suportadas em caulim pré-adensado com o mesmo histórico de tensões, propriedades e parâmetros geotécnicos.

As análises de ensaios de centrífuga em paredes de contenção em balanço embutidas e suportadas por banquetas relatadas no trabalho de Powrie & Daly, (2002), comparadas com os ensaios em centrífuga em paredes embutidas realizadas por Powrie, (1986), concluíram:

- Que o uso de banquetas representa um método eficaz de reduzir os movimentos do solo e da parede;
- A geometria da banqueta é importante e o incremento do seu tamanho influi na redução significativa nos movimentos da parede e do solo;
- Um aumento na profundidade de embutimento de uma cortina com uma certa rigidez, submetida ao suporte de uma banqueta, levará ao aumento dos momentos, mas apenas a uma pequena redução dos movimentos do solo e da cortina, em especial a curto prazo. O aumento da profundidade de embutimento da cortina com o auxílio do suporte da banqueta é mais benéfico se seu uso for mais prolongado. Contudo, mesmo a longo prazo, a redução percentual de movimentos provavelmente será bem menor do que o aumento percentual dos momentos fletores.

A autora não compreendeu a razão do aumento dos momentos fletores a que Powrie (1986) se refere, com o aumento da ficha. Como a ficha é o único elemento para a garantia da estabilidade e a cortina se comporta, estruturalmente, como uma peça em balanço, uma vez encontrada a ficha necessária, uma extensão da ficha, além do comprimento necessário à estabilidade, não deveria contribuir para o aumento dos esforços de flexão na parede. Talvez Powrie (1986) esteja chamando de embutimento o trecho da parede sob o topo da banqueta, e não sob a base. Neste caso, ele estaria comparando uma parede com um nível de escavação horizontal, sem a banqueta, com um certo embutimento, e outra com banqueta e com o mesmo embutimento a partir do topo da banqueta. A autora procurou em Powrie (1986), mas não encontrou esclarecimento para esta dúvida.

- O regime inicial de águas subterrâneas, que influencia a resistência ao cisalhamento e rigidez do solo, e a escala de tempo para a escavação em relação

ao tempo necessário para a dissipação das poro-pressões, têm um efeito significativo no desempenho da parede, durante e logo após a escavação.

- O maciço de solo da banqueta e subjacente mostrou uma tendência clara a assentar, especialmente ao longo prazo. Enquanto a direção do movimento do solo em relação à parede não seja comprovada, seria talvez imprudente confiar nas tensões de cisalhamento geradas pelo movimento ascendente do solo em relação à parede para aumentar as pressões passivas na frente da parede, como é frequentemente assumido em projeto.

Smethurst & Powrie (2008) detalham a importância das banquetas deixadas durante o procedimento de escavação, as quais possibilitam um melhor desempenho da escavação em termos de estabilidade global, além de proporcionarem a redução do deslocamento antes de serem colocados os suportes permanentes. Os citados autores, além de citar as pesquisas anteriores de ensaios em centrífuga de Powrie e Daly (2002) e análises em elementos finitos de Clough e Denby (1977), Potts et al. (1993), Carder e Bennett (1996), Georgiadis e Anagnostopoulos (1998), Easton et al.(1999) e Gourvenec e Powrie(2000), também apresentam dois métodos empíricos comumente utilizados em escavações com banqueta (equilíbrio limite) que são os mesmos descritos anteriormente e já citados por Fleming et al. (1985). Todavia, Smethurst & Powrie (2008) fazem observações que não foram indicadas por Fleming et al. (1985), quais sejam: os cálculos de estabilidade são normalmente realizados para análises a longo prazo, ou condições drenadas, situação em que o planejamento executivo impõe que as banquetas permaneçam por um longo período. Smethurst & Powrie (2008) salientam que tanto nos ensaios conduzidos por Powrie e Daly, bem como nas análises realizadas pelo MEF por outros autores, permitiu-se ao maciço de solo que este se expandisse ou consolidasse para as condições de longo prazo, caracterizando o equilíbrio em condições drenadas. Observou-se que a eficiência da banqueta na redução dos movimentos da parede, ao ser comparada com a contenção sem este suporte, aumentaram gradualmente da situação não drenada, logo após a escavação, até a condição permanente de longo prazo. Em algums casos, a presença da banqueta evitou a ruptura da contenção, quando as poro pressões negativas (sucção) induzidas pela escavação se dissiparam.

Em relação ao método empírico 1 acima descrito, Smethurst & Powrie (2008) citam que Daly e Powrie (2001) encontraram, em condições não drenadas, uma estimativa de estabilidade conservativa em cerca de 5 a 10%, enquanto no método 2 o grau de conservadorismo foi maior, em termos de 15%. Esta comparação foi estabelecida em relação a análise completa contemplando múltiplas cunhas de Coulomb.

Smethurst & Powrie (2008) desenvolveram o método das cunhas múltiplas de Coulomb, exemplificado na Figura 13.

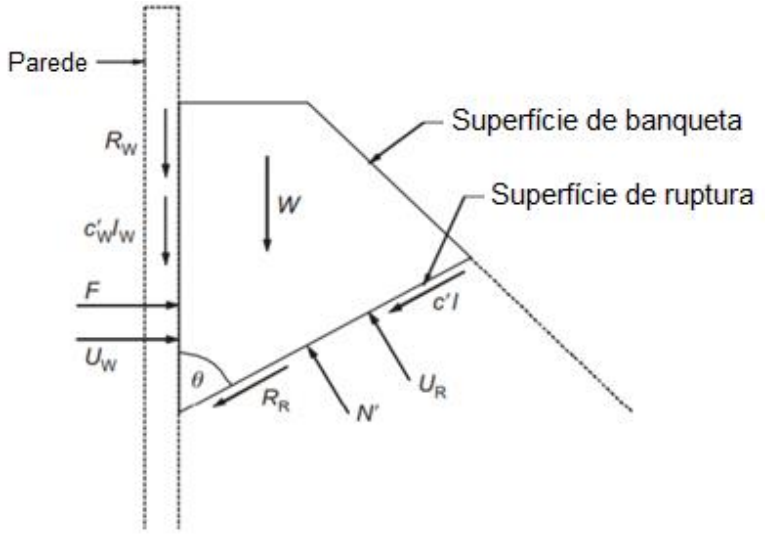


Figura 13 - Forças atuantes na cunha passiva de Coulomb.

Na Figura 13, W é o peso da cunha, F a força lateral aplicada à cortina, N´ a reação normal à superfície de ruptura, R_R a força correspondente à resistência por atrito ao longo da superfície de ruptura, c´l a força resistente correspondente à coesão efetiva multiplicada pelo comprimento da superfície de ruptura, R_w força correspondente ao atrito lateral na interface cunha - parede de contenção, $c'_w/_w$ a reação correspondente à adesão solo - interface da parede, U_R a força correspondente à poro-pressão atuante na superfície de ruptura e U_w é a força correspondente à poro-pressão agindo na parede.

As superfícies de ruptura mais críticas são curvas, sendo a superfície planar contra a segurança, segundo Smethurst & Powrie (2008).

O procedimento detalhado por Smethurst & Powrie (2008) é muito extenso, razão pela qual a autora não o incluiu neste seu resumo, sugerindo ao leitor interessado a consulta direta ao artigo original. Importante destacar aqui as conclusões dos citados autores: (1) O método das cunhas múltiplas de Coulomb (Figura 13) foi desenvolvido usando parâmetros em termos de tensões efetivas e indicaram que a instalação da banqueta aumenta consideravelmente a estabilidade da contenção a longo prazo; (2) O uso de superfícies planares, como sugerido no manual do NAVFAC (1982) tende a previsões de empuxo passivo superestimadas, o que é contrário à segurança. No entanto, para valores de atrito mobilizados típicos de solos argilosos, os erros devem ser muito pequenos; (3) O uso do método empírico 1 (Figura 10), também descrito por Fleming et al. (1985), não deve ser utilizado para a análise da estabilidade a longo prazo, uma vez que para embutimentos realísticos de cortinas eles são contra a segurança. Já o método 2 (Figura 11), também descrito por Fleming et al. (1985), para a situação não drenada, é conservativo; (4) o procedimento de Smethurst & Powrie (2008), embora ainda seja conservativo, é menos conservativo do que o método 2, da sobrecarga equivalente.

A autora da presente pesquisa considera pertinente ressaltar as observações de Peck (1969), destacadas por Gerscovich et al. (2016), que embora bem menos recentes, apresentam orientações relevantes ao projetista e ao responsável pela execução de escavações escoradas com o uso de banquetas. Peck (1969) lembra ser comum manter uma banqueta no interior da cava, em escavações largas, à medida que a escavação avança, até a concretagem da laje de fundo. Escoras inclinadas são, então, posicionadas, paralelamente ao talude da banqueta, da extremidade da laje de fundação até um vigamento posicionado na cortina, próximo ao nível do terreno. A escavação prossegue então em nichos, à medida que a banqueta vai sendo escavada e escoras inclinadas adicionais vão sendo inseridas. Para reduzir os movimentos adjacentes à escavação, pode ser necessário a manutenção de grandes banquetas, removidas apenas quando as escoras inclinadas superiores já tiverem sido instaladas. O autor mostra casos de obra em que a pré-compressão de escoras inclinadas evitou deslocamentos horizontais adicionais, no sentido da escavação, na parte superior da cortina.

Em certas situações, o processo de execução da escavação pode ser otimizado, reduzindo-se o número de escoras, o que sempre provê melhores condições de mobilidade na região escavada. De acordo com Gerscovich et al. (2016) o recurso de se deixar a banqueta e mantê-la junto à cortina, no interior da vala, como mostra a Figura 14, traz muitos benefícios, pois além de aumentar o empuxo passivo, ajuda a reduzir os deslocamentos. Embora este procedimento fosse muito utilizado, não se encontrou a referência original de sua autoria, não comentada por nenhum dos autores anteriormente citados e pesquisados na literatura. A proposta é detalhada a seguir, e foi utilizada nesta pesquisa pela seguinte razão: é mais adequada à prática, uma vez que os empuxos em meios estratificados costumam ser estimados, comumente, pela teoria de Rankine, e não de Coulomb.

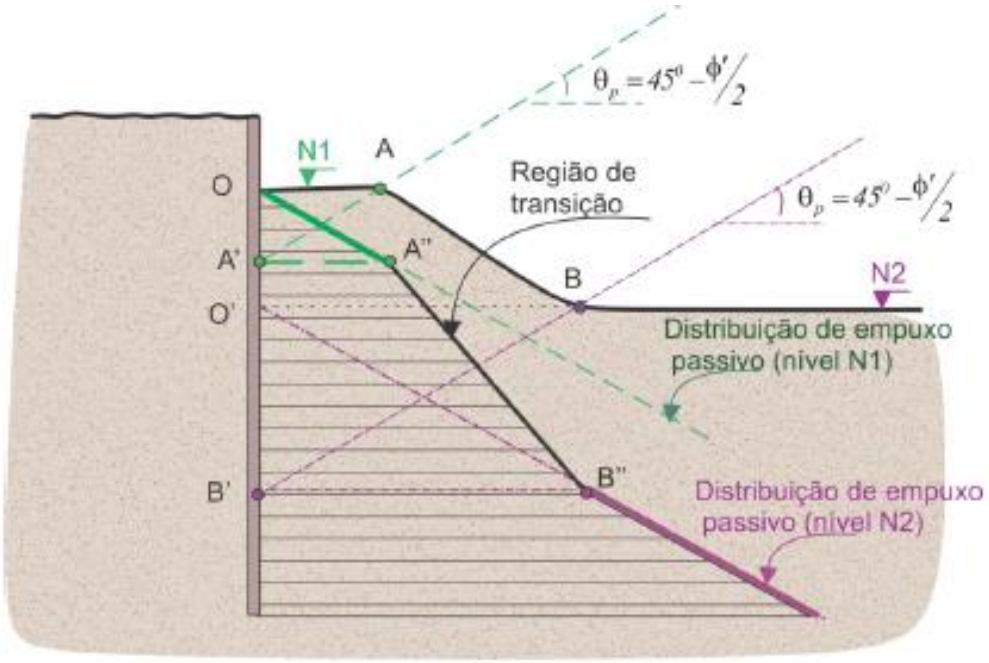


Figura 14 – Diagrama de empuxo passivo em escavação em banqueta, (Gerscovich et al., 2016).

A Figura 14 mostra um diagrama simplificado de empuxo passivo, o qual pode ser determinado a partir do conhecimento dos níveis N1 e N2 e da cunha de ruptura associada à mobilização do empuxo passivo, com ângulo de θ_p = 45°- ∅′/2 que faz com a horizontal. Recomenda-se um método gráfico, seguindo-se os seguintes passos, de acordo com Gerscovich et al. (2016) (Figura 14):

i) A partir da superfície do terreno escavado (ponto O - nível N1), traça-se o diagrama de empuxo passivo (linha verde pontilhada).

ii) A partir da crista da banqueta do nível N1(ponto A), traça-se uma reta com inclinação θ, até atingir a face da parede (ponto A'). Da profundidade do ponto O até a do ponto A', tudo se passa, no cálculo do empuxo, como se o fundo da escavação estivesse integralmente no nível N1.

iii) A partir ponto (A'), traça-se uma reta horizontal até interceptar o diagrama de empuxo passivo (passo i), definindo o ponto A''.

iv) A partir do nível N2 (ponto O'), traça-se o diagrama de empuxo passivo considerando a superfície do terreno no nível N2.

v) A partir da base da banqueta do nível N2 (ponto B), traça-se uma reta com inclinação θ, até atingir a face da parede (ponto B').

vi) A partir ponto (B'), traça-se uma reta horizontal até interceptar o diagrama de empuxo passivo (passo iv), definindo o ponto B''). Da profundidade do ponto B' para baixo, tudo se passa, no cálculo do empuxo, como se o fundo da escavação estivesse integralmente no nível N2.

vii) O diagrama resultante será composto de um trecho inicial correspondente ao diagrama de empuxo passivo associado ao nível N1 e um trecho final correspondente ao diagrama de empuxo passivo associado ao nível N2. Entre esses dois diagramas, define-se um trecho de transição, ligando os pontos A'' e B''.

1.6 Deslocamentos associados a escavações

O artigo de Caspe (1966) costuma ser citado como sendo o primeiro a apresentar uma tentativa de previsão de recalques superficiais junto a escavações escoradas. Este autor faz, primeiramente, uma análise da movimentação da cunha ativa pelas soluções até então existentes baseadas nas teorias de Rankine ou Coulomb. Diversos outros autores fazem recomendações, apresentam propostas ou efetuaram análises para estimativa de recalques nas proximidades da área escavada, entre os quais pode-se citar: Peck (1943) e Ward (1955). Peck (1969),

D’Appolonia (1971), Soares (1978) e Soares e Carim (1978), O’Rourke (1981), Mana e Clough (1981), Jucá (1981), Jucá (1982), Bernardes (1982), Alves (1982), Ehrlich (1987), Hsieh e Ou (1998), Clough e O’Rourke (1990), Ou et al. (1993), Saramago (1994), Nicholson (1987) e Do Vale (2002).

1.6.1 Método empírico de Peck (1969)

No trabalho de Peck (1969), restrito às escavações com faces verticais que requerem suporte lateral, são abordados, principalmente, os movimentos do solo, bem como os meios para redução da sua magnitude. São, também, consideradas as forças nos sistemas de reforço necessárias para restringir ou evitar o colapso das paredes laterais.

Peck (1969) ressalta que os movimentos no entorno de uma escavação profunda são responsáveis pelos recalques na superfície do solo adjacente. Assim, para evitar danos às instalações superficiais ou verificar a necessidade de reforço das estruturas vizinhas há necessidade de se estimar os recalques e seu padrão de distribuição de forma acurada. O autor destaca que os recalques dependem das propriedades do solo, das dimensões da escavação, dos procedimentos utilizados na escavação (e escoramento) e da qualidade dos serviços executados.

Peck (1969) resume suas recomendações e apresenta curvas distância da escavação normalizada versus recalque normalizado, reproduzida na Figura 15, que é utilizada e referenciada até os dias atuais nos artigos e publicações científicas. Peck (1969) conclui que os menores recalques que podem ser esperados, no caso de escavações realizadas utilizando-se boa técnica executiva, variam consideravelmente com o tipo de solo. O citado autor elenca as seguintes observações:

- Os recalques adjacentes às escavações em areia densa e argilas rijas apresentam pequena magnitude, não gerando, portanto, consequências graves. Porém, os recalques podem ser excessivos, adjacentes a cavas em argilas plásticas. Estes recalques só podem ser reduzidos mediante mudança nos procedimentos construtivos.

- Os recalques em areias fofas ou pedregulhos podem ser da ordem de 0.5% da profundidade da cava. Por outro lado, quando não há um controle da água subterrânea, podem ocorrer recalques significativamente elevados, erráticos e prejudiciais ao desempenho da obra devido ao fluxo de areia para o interior da cava em função de percolação. Nestes casos a melhoria do controle da água do subsolo e atenção aos aspectos construtivos devem ser consideradas.
- A disponibilidade de muitas informações sobre recalque imediato em escavações em argilas plásticas, quando comparadas às disponíveis para escavações em outros materiais, é indicativa de que os recalques associados a estes materiais são, provavelmente, maiores. Além disso, recalque diferencial significativo pode se desenvolver.

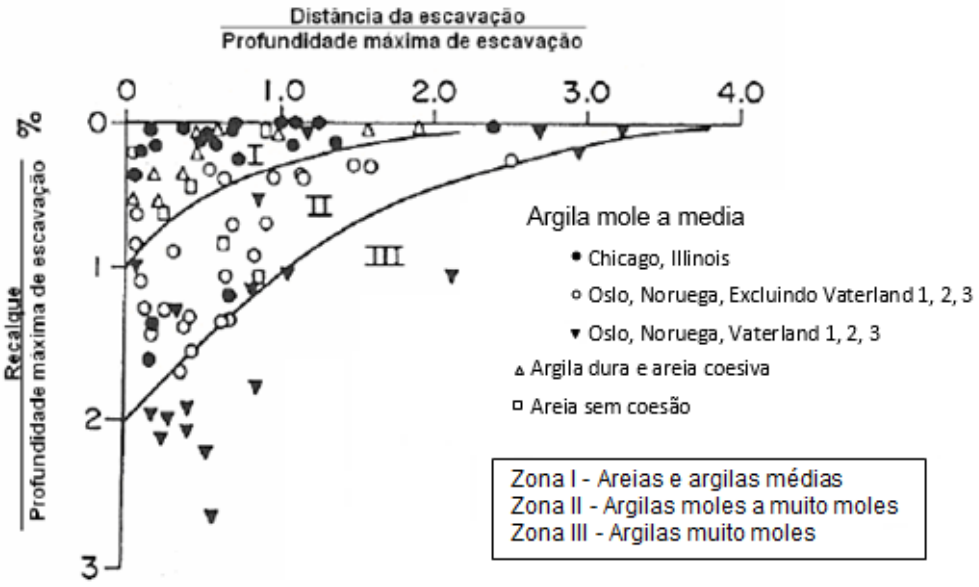


Figura 15 – Recalques adjacentes à escavação, em função da distância da borda da escavação, ambos normalizados (Peck, 1969).

Peck (1969) sugere que estimativas aproximadas do recalque, em diversas condições, podem ser feitas baseadas nas informações contidas na Figura 15. Nesta figura os recalques e as distancias estão indicados de forma adimensional em função de profundidade da cava. Para argilas moles os recalques elevados (2% da profundidade da escavação) podem atingir distancias de 3 a 4 vezes a profundidade

da cava. Recalques por adensamento durante o período construtivo também estão incorporados na figura.

O autor caracterizou três zonas distintas, conforme pode ser observado na Figura 15:

Zona I correspondente às escavações em areias e argilas médias a duras, com média qualidade de execução.

Zona II associada às argilas moles a muito moles, mas de profundidade limitada abaixo do nível do fundo da escavação. Esta zona reúne, também, casos de argilas moles a muito moles com profundidade significativa abaixo do nível do fundo da escavação, mas com fator de segurança adequado contra o levantamento do fundo da cava ($N_b < N_{cb}$, sendo $N_b = \gamma H / S_u$ e N_{cb} o valor crítico para levantamento de fundo).

Zona III é relativa aos casos de escavações em argilas muito moles com profundidade significativa abaixo do nível do fundo da escavação e com baixo fator de segurança contra o levantamento do fundo da cava ($N_b > N_{cb}$).

Peck (1969) analisa, separadamente, os registros disponíveis de movimentos laterais nos casos de escavações em areias, em areias com finos, em argilas moles a médias e em argilas rijas. O autor observa que os movimentos laterais associados a argilas muito moles a médias excedem substancialmente aqueles de solos arenosos com finos, ou arenosos, principalmente em escavações profundas e anteriormente à instalação do primeiro nível de escoramento.

1.6.2 Método empírico de Clough e Rourke (1990)

Clough & O´Rourke (1990), estenderam o trabalho de Peck (1969) e desenvolveram envoltórias de recalques obtidas empiricamente. Os autores sugeriram um perfil triangular para estimativa de recalques devido a escavação em areias e argila rija a muito dura. Na Figura 16 são mostrados os perfis de recalques normalizados recomendados para estimativa de deslocamentos na proximidade da escavação. A Figura 16 indica regiões de influência de $2H_e$ para areias (a) e $3H_e$ para argilas rijas a duras (b), sendo H_e a profundidade escavada livre. No caso de

escavações em argilas moles a médias, os autores sugerem perfis trapezoidais para obtenção dos recalques, com regiões de influência de $2H_e$, como indicado na Figura 16(c), e o recalque máximo ocorre a certa distância da parede. Na Figura 16 δ_{vm} indica o máximo valor de recalque.

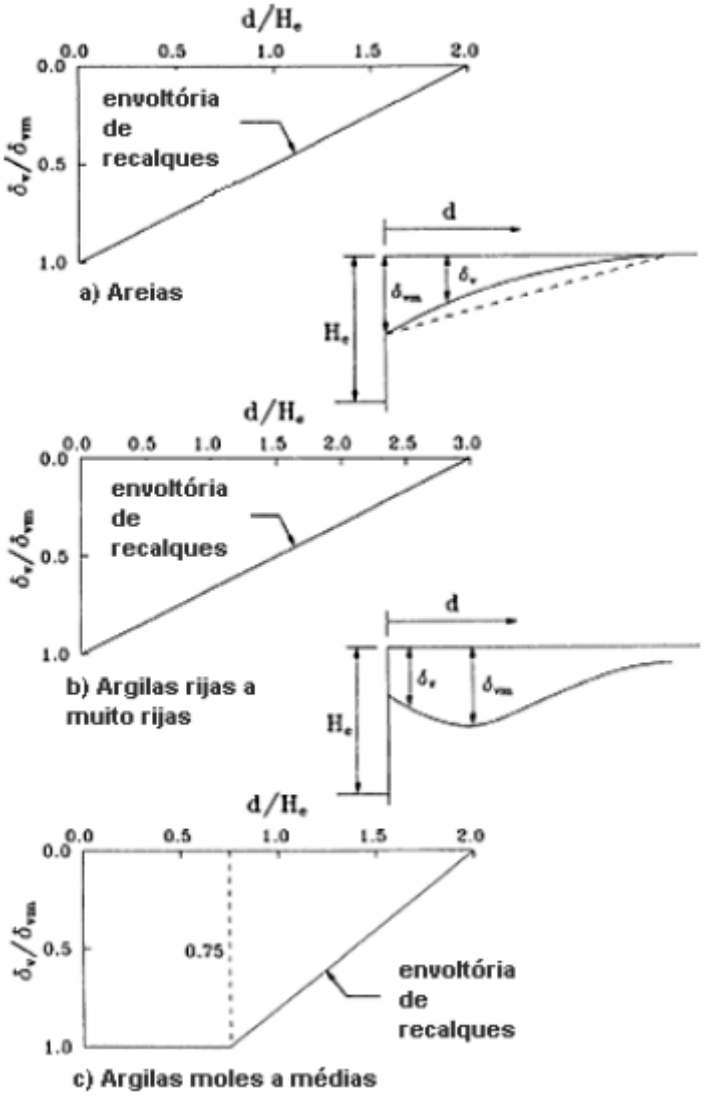


Figura 16 – Perfis de recalque adimensionais recomendados para estimativa da distribução de recalque adjacente a escavações em diferentes tipos de solo, (Clough & O´Rourke, 1990).

Uma vez que a Figura 15 indica um comportamento não linear dos deslocamentos do solo próximo à cortina, na presente dissertação a autora irá também verificar a influência da geometria da banqueta na redução das distorções de estruturas vizinhas à escavação em estudo.

Para tal verificação, a autora irá considerar a Figura 17, citada por Velloso e Lopes (2014), que fornecem as distorçoes angulares de danos associados, reunindo os resultados de Bjerrum (1963) e de Vargas e Silva (1973).

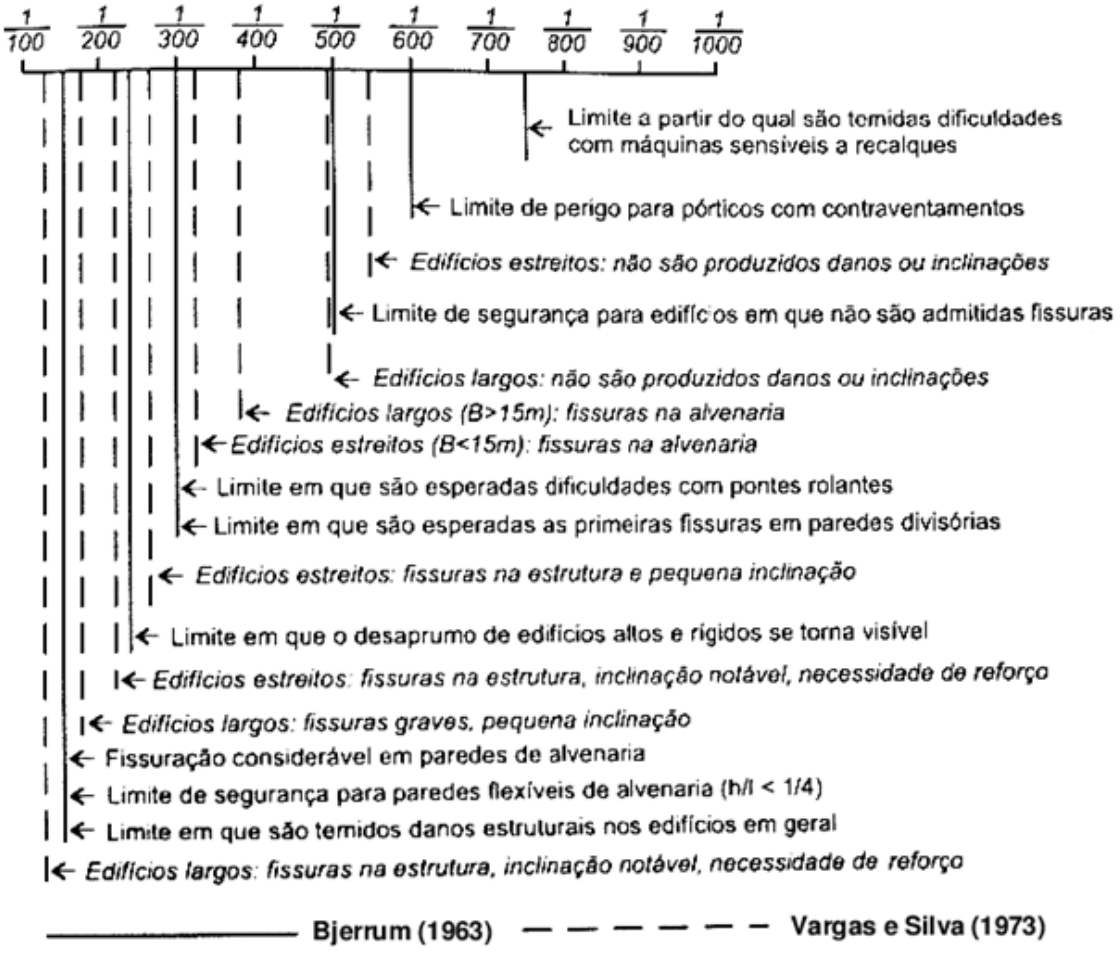


Figura 17 - Distorções e patologias associadas, Velloso e Lopes (2014).

2 FERRAMENTA COMPUTACIONAL

2.1 Método dos elementos finitos – MEF

De acordo a Gouw (2014), a aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF) não é nova, tem sido usada em muitas situações práticas de engenharia há mais de quarenta anos. Ao longo dos anos setenta até meados dos anos noventa, o método só era utilizado por grandes universidades em função dos computadores que as mesmas possuíam. No final do século 20, o avanço da tecnologia tornou os computadores pessoais e laptops capazes de rodar sofisticados softwares de MEF e, portanto, o método começa a ganhar mais espaço. Segundo o referido autor, o software MEF especialmente desenvolvido para aplicações geotécnicas começou a aparecer no mercado no início dos anos 90, com o surgimento de Feadam, Sage-Crisp, Plaxis e outros programas. À medida que os processadores de computador se tornam mais e mais rápidos, muitos softwares comerciais de geotecnia baseados no MEF estão se tornando disponíveis, por exemplo: Plaxis, Phase2, Geo5fem, Gfas, Sigma / w, Midas, Geofea, entre outros programas.

Segundo Potts (2003), as abordagens baseadas em diferenças finitas e métodos de elementos finitos são as mais utilizadas. Esses métodos envolvem essencialmente uma simulação computacional de um dado problema, possibilitando a observação do comportamento, em termos de tensões e deformações, desde a fase de construção até longo tempo depois de finalizada a execução da intervenção.

No MEF a discretização de elementos pode ser entendida como sendo um processo de modelagem da geometria do problema estudado, por um conjunto de pequenas regiões denominadas elementos finitos, de modo que esses elementos possuem nós definidos nos limites do elemento ou no interior do mesmo.

De acordo com Potts (2003), na engenharia geotécnica é usual adotar-se o deslocamento como variável primária e assumir que varie de maneira polinomial sobre o elemento. Uma análise será, portanto, acurada apenas se tal suposição refletir com exatidão a maneira como o solo tende a se deformar no problema investigado. No entanto, a acurácia pode ser melhorada usando-se elementos finitos menores e, portanto, uma maior quantidade de elementos para representar um dado

volume fixo de solo. Tal procedimento é conhecido como refinamento da malha de elementos finitos.

Há vários modelos constitutivos disponíveis, segundo Gouw (2014), para simular o comportamento do solo: Mohr Coulomb (MC), Soft Soil, Hardening soil, Soft Soil Creep, Hardening Soil com Small Strain e Cam Clay Modificado, por exemplo. Cada modelo possui vantagens e desvantagens. Dois dos modelos citados são frequentemente adotados em modelagens numéricas de problemas envolvendo escavações profundas, sendo, portanto, apresentados nos itens a seguir.

2.1.1 Modelo Mohr-Coulomb (MC)

De acordo com Gouw (2014), o modelo Mohr-Coulomb (MC) é o mais simples dentre os modelos citados no item anterior e, em geral, é utilizado por boa parte dos engenheiros no início de sua vida profissional. Devido a sua simplicidade é, também, amplamente adotado por engenheiros não principiantes na modelagem numérica de problemas típicos da prática profissional. O modelo constitutivo Mohr-Coulomb representa o comportamento do solo como sendo elástico perfeitamente plástico, conforme apresentado na Figura 18.

De acordo a Gouw (2014), no modelo Mohr Coulomb a rigidez do solo, tomada como E_{50}, é constante em toda a zona elástica, até que o estado de tensões atinja a plastificação. Sabe-se que o solo se comporta de forma não linear, o que significa que a rigidez nunca é constante, ou seja, sempre varia com o nível de tensões dentro da massa de solo. Assim, para níveis de tensões inferiores a 50% da máxima tensão, o modelo MC superestima o movimento do solo, enquanto que para níveis de tensões superiores a 50% pode-se subestimar, contra a segurança, o movimento do solo. Na Figura 18 q representa (σ_1-σ_3), sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais menor e maior, respectivamente.

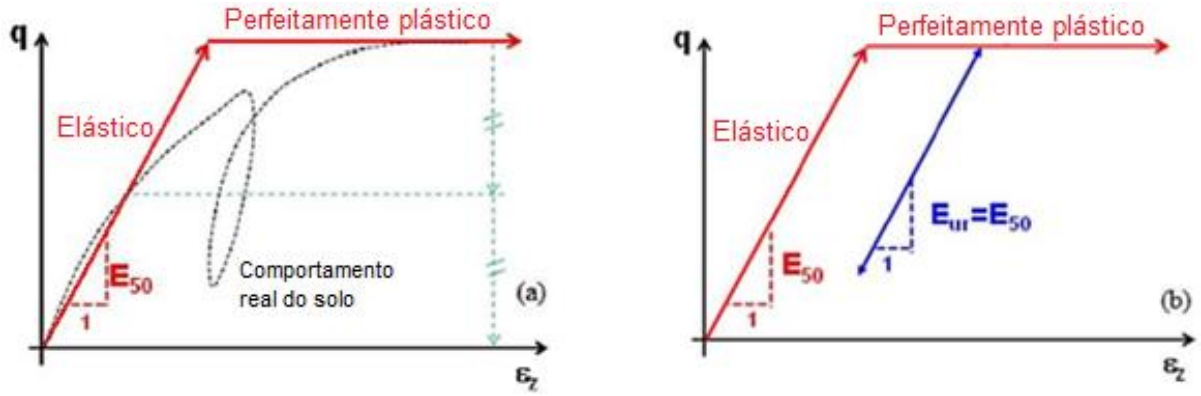


Figura 18 – Modelo Mohr Coulomb, (Gouw, 2014).

Gouw (2014) comenta que o módulo de Young correspondente ao descarregamento e recarregamento do solo E_{ur}, que, em geral, é assumido como sendo igual ao E_{50}, isto é, $E_{ur}=E_{50}$, como apresentado na Figura 18(b). No entanto, na realidade, nos casos de descarregamento e recarregamento, o solo apresenta, em geral, comportamento mais rígido quando comparado com a condição de carregamento, como mostra a Figura 19. A rigidez no descarregamento / recarregamento pode ser aumentada por um fator de 2 a 5 em comparação com a rigidez de carregamento, isto é, $E_{ur} \approx 2 \sim 5E_{50}$. Isso significa que, quando aplicado na modelagem numérica de escavações, o modelo MC geralmente superestima o levantamento de solo de maneira irreal. Deste modo, na modelagem dos problemas de escavação, quando o modelo MC é adotado, sugere-se adotar a rigidez do solo E_{ur} em vez de E_{50}.

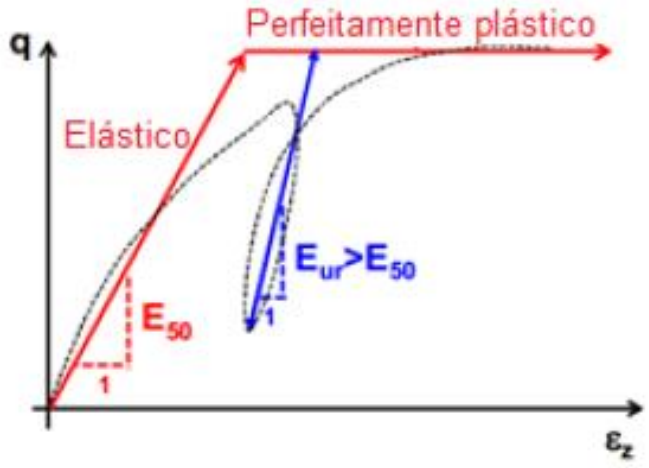


Figura 19 – Rigidez no descarregamento- recarregamento e no carregamento, (Gouw, 2014).

O modelo MC é usado como uma primeira tentativa na avaliação preliminar do comportamento do solo. A utilização do modelo requer 5 parâmetros, a saber: o módulo de Young, E, o coeficiente de Poisson, ν, o intercepto de coesão, c, o ângulo de atrito, ϕ e o ângulo de dilatância, ψ.

Cumpre salientar, de acordo com Gouw (2014), que o modelo MC, além da desvantagem da hipótese de rigidez, que tende a fornecer deslocamentos inacurados, também apresenta limitação na análise do problema para a condição não drenada de carregamento em termos de tensões efetivas, a qual tende a superestimar a resistência ao cisalhamento na condição não drenada.

2.1.2 Modelo Hardening Soil (HS)

De acordo com o manual do programa Plaxis 2D de 2017, o modelo Hardening Soil (HS) é um modelo avançado para a simulação do comportamento do solo endurecido e baseia-se em modelo hiperbólico do tipo elasto-plástico. O modelo envolve o endurecimento por compressão para simular as deformações irreversíveis do solo sob compressão primária. Esse modelo pode ser usado para simular o comportamento de areias e pedregulhos, bem como argilas e siltes.

De acordo a Gouw (2014), o comportamento tensão- deformação real do solo indica que, quando carregado o mesmo se comporta de forma não linear. À medida que o nível de deformação aumenta, o módulo de Young do solo reduz como indicado na Figura 20.

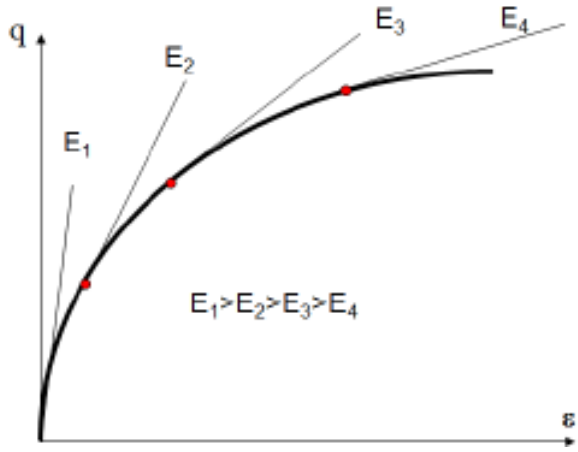


Figura 20 – Curva de tensão-deformação não linear e variação da rigidez, (Gouw, 2014).

Este comportamento tensão- deformação não linear pode ser aproximado pelo modelo hiperbólico desenvolvido por Duncan & Chang em 1970. No programa Plaxis esse modelo hiperbólico é chamado de modelo Hardening Soil (modelo HS). A formulação do modelo é mostrada na Figura 21.

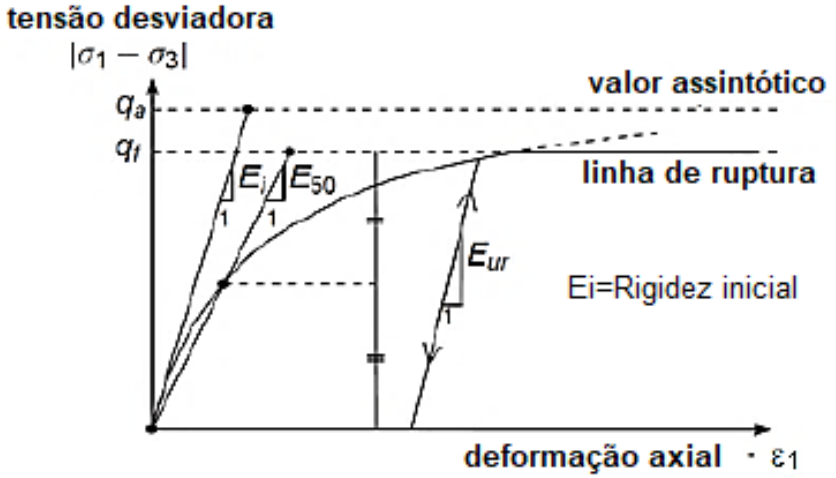


Figura 21 – Curva tensão x deformação para modelo Hardening Soil.

As principais características bem como os parâmetros requeridos para utilização do modelo Hardening Soil são mostradas na Tabela 3:

Tabela 3 – Parâmetros de entrada e avançados para o modelo HS.

Parâmetros de entrada	**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}, ν_{ur}	Parâmetros elásticos de descarregamento / recarregamento do ensaio triaxial drenado. Padrão: E_{ur}^{ref} = 3. E_{50}^{ref} e ν_{ur} = 0,2.
c, φ e ψ	Ruptura de acordo com critério de *Mohr-Coulomb*
Parâmetros	**Descrição**

avançados	
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 21 (padrão R_f = 0,9)

2.1.3 Aspectos dos modelos constitutivos na modelagem de escavações

Gouw (2014) apresenta na Figura 22 um problema típico de escavação com caminhos de tensões experimentados pela massa de solo abaixo do nível do fundo da cava (ponto B) e atrás da parede de contenção (ponto A). As etapas 1 e 3 são fases de escavação e a etapa 2 corresponde à colocação de tirantes. Desse modo o solo em B é submetido à descarregamento nas três etapas construtivas, enquanto que o ponto A (atrás da parede de contenção) passa por várias fases: na etapa 1 sofre descarregamento, na etapa 2 recarregamento e na etapa 3 sofre novo descarregamento.

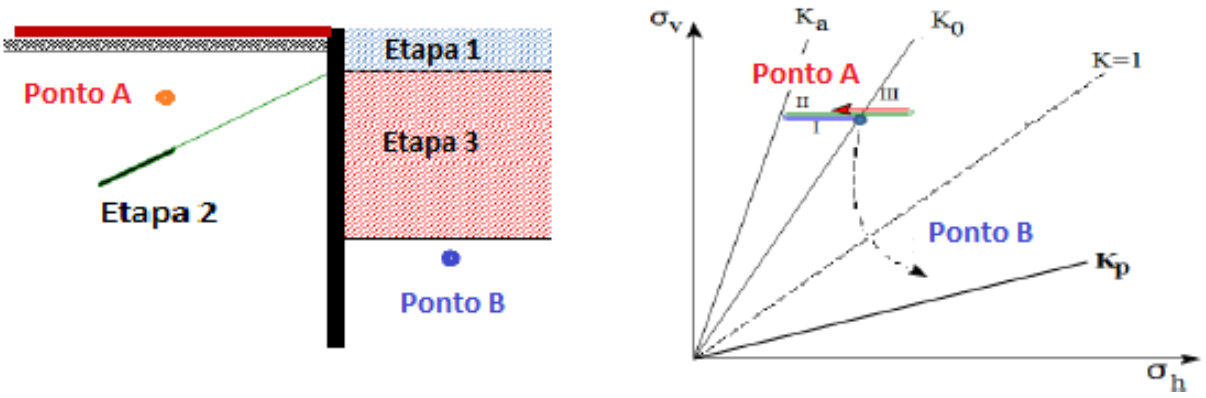


Figura 22 – Trajetórias de tensão de um problema típico de escavação, (Gouw, 2014).

Os caminhos de tensões indicam a necessidade de utilização de diferentes rigidezes do solo na avaliação de problemas de escavação. Na Figura 23 é ilustrado o comportamento esperado em várias regiões da massa de solo em um problema típico de escavação.

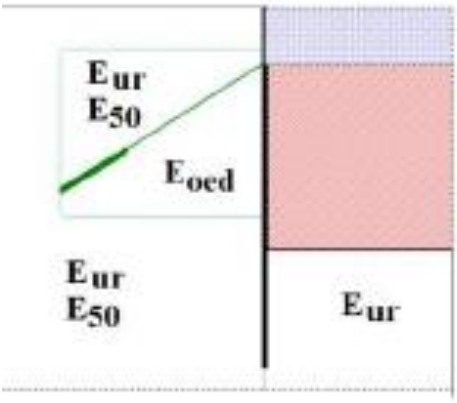


Figura 23 – Esquema representativo do comportamento esperado, em termos de rigidez, num problema típico de escavação (Brinkgreeve, R.B.J., Shen, R.F., 2011). (Gouw, 2014).

Gouw (2014) detalha que o modelo Mohr Coulomb fixa um único valor de módulo de deformabilidade (E). Assim, não é possível contemplar o comportamento complexo do solo nas distintas regiões afetadas pela escavação. Como comentado anteriormente, as deformações estimadas tendem a ser superestimadas no fundo da cava e, eventualmente, a movimentação do solo atrás da cortina pode ser irrealista. O solo abaixo do nível da cava se comporta com base no E_{ur}, e o solo atrás da parede se comporta com rigidez entre E_{ur} e E_{50}. Embora o autor enfatize ser muito conservador o uso de E_{50}.

Segundo Gouw (2014) a rigidez do solo para carregamento isotrópico, cisalhamento e descarregamento / recarregamento pode ser contemplada no modelo Hardening Soil. Portanto, tal modelo constitutivo tende a prever deformações da cortina, levantamento do fundo da cava e recalques no terreno atrás da cortina mais realistas.

3 ESTUDO DE CASO DE CORTINA EM BALANÇO

Neste capítulo são apresentados os cálculos baseados nos métodos clássicos de dimensionamento de cortinas em balanço. Tais métodos utilizam a teoria de Rankine para a determinação dos empuxos de terra. Tem-se como objetivo principal deste capítulo a obtenção do acréscimo de tensões gerado pela presença de banqueta, para diferentes geometrias da mesma. Deste modo, será possível a elaboração de ábacos adimensionais, para escavações em solos arenosos, que facilitem o pré-dimensionamento de escavação com cortina em balanço, com presença de banqueta, considerando-se o aumento do empuxo passivo gerado pela presença da banqueta.

Primeiramente, será apresentado o perfil do solo arenoso, bem como os parâmetros geotécnicos envolvidos nas análises. A geometria da escavação em balanço a ser analisada também é apresentada. Na sequência é feito o dimensionamento da cortina em balanço baseado nos métodos clássicos de dimensionamento, conforme descrito anteriormente. Os valores obtidos por cada método são comparados, de modo que seja definido o comprimento da ficha e, consequentemente, o comprimento da cortina em balanço.

Finalmente, é apresentada a seção transversal da escavação em balanço com banqueta estabilizadora. São apresentadas diversas geometrias de banqueta a serem estudadas, para as quais serão efetuados os procedimentos analíticos necessários à obtenção do acréscimo do empuxo de terra gerado pela banqueta de terra.

3.1 Seção transversal da escavação e parâmetros geotécnicos

Na Figura 24 é apresentada a seção transversal da escavação em balanço. O solo arenoso possui peso específico, γ, e ângulo de atrito, ϕ. Foram atribuídos diversos valores para o ângulo de atrito do solo no dimensionamento da cortina. Variou-se, também, a altura da escavação. Referindo-se a esta figura, o solo e a geometria são definidos por:

Solo: γ= Peso específico e ϕ=Ângulo de atrito do solo.

Cortina:

H_w = Altura livre da cortina (trecho escavado);

H = Altura total da cortina;

f = Ficha;

d= Espessura da cortina.

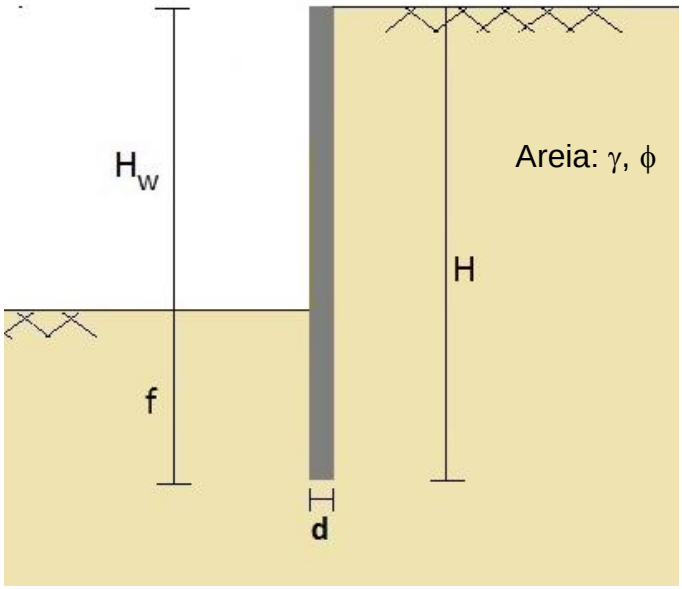


Figura 24 – Seção transversal da escavação em balanço.

Os parâmetros do solo arenoso adotados no cálculo analítico, considerando-se um solo homogêneo sem coesão (areia de peso específico γ =19 kN/m³), são apresentados na tabela seguinte. Nesta mesma tabela são apresentadas as profundidades escavadas.

Tabela 4 – Parâmetros do solo arenoso adotados no dimensionamento da cortina.

γ (kN/m³)	**H_w (m)**			**ϕ (°)**
19	3	5	7	28°
				32°

Nos itens a seguir são apresentadas as etapas do dimensionamento baseadas nos métodos clássicos apresentados na revisão bibliográfica.

3.2 Estimativa dos comprimentos da ficha e da parede

Neste item é estimado o comprimento de ficha (f) necessário ao equilíbrio da cortina em balanço hipotética utilizada no presente estudo. Com a ficha estimada é possível definir o comprimento total da cortina (H). Estas características geométricas serão utilizadas como dados de entrada na modelagem numérica apresentada no Capitulo 4.

A estimativa de f e H será feita de três formas distintas: (i) analiticamente, para cortina em balanço, pelo método convencional, (ii) analiticamente, pelo método simplificado; e (iii) utilizando-se o software GEO5 – Projeto de contenções.

Finalmente, após estimativas preliminares, os valores encontrados (ficha mínima) serão comparados para e definição do comprimento total da cortina.

3.2.1 Dimensionamento pelo método convencional

A partir do diagrama resultante mostrado na Figura 25, procede-se o dimensionamento da cortina de acordo com os procedimentos apresentados no item 1.3.1. As etapas de cálculo são apresentadas no APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO PARA DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO.

Serão consideradas as seguintes alturas de escavação: Hw=3m, 5m e 7m e os seguintes ângulos de atrito: ϕ=28° e 32°. O peso específico da areia é γ=19kN/m³. O dimensionamento é efetuado de acordo com duas considerações:

a) Após a estimativa da ficha é realizada majoração da mesma da ordem de 20% (Tabela 5);

b) É realizada redução do coeficiente do empuxo passivo de 1.5 vezes (Tabela 6).

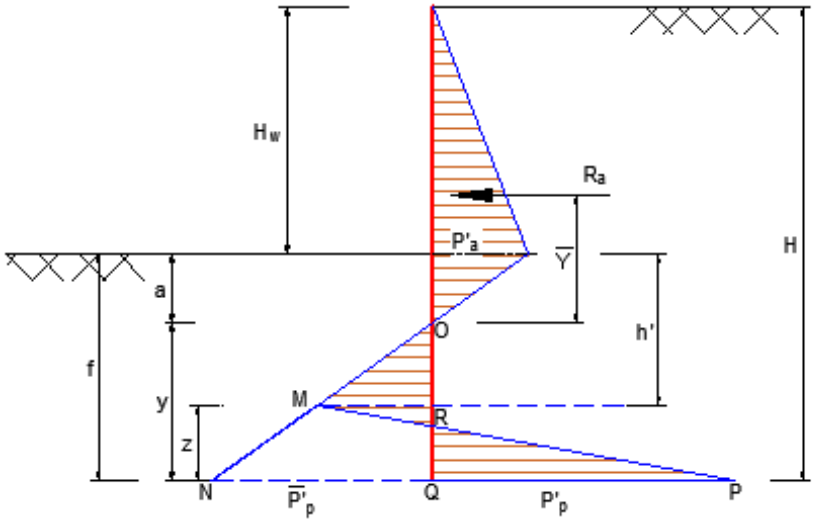


Figura 25 – Diagrama resultante de empuxos, método convencional.

Tabela 5 – Caso a – Valores de ficha - com e sem acréscimo de 20% - Método convencional.

ϕ (°)	Hw (m)	Ficha f (m)		Comprimento adotado da parede	
		Sem majoração	Com majoração (*)	Ficha (m)	H (m)
28°	3	3.35	4.02	4.0	7.0
	5	5.58	6.70	6.70	11.70
	7	7.82	9.38	9.40	16.70
32°	3	2.72	3.26	3.50	6.50
	5	4.53	5.43	5.40	10.40
	7	6.34	7.61	7.60	14.60

Tabela 6 – Caso b – Valores de ficha - com minoração de kp em 1.5 vezes – Método convencional.

ϕ (°)	Hw (m)	Ficha f (m)
		Com minoração de k_p (*)
28°	3	4,51
	5	7,52
	7	10,53
32°	3	3,55
	5	5,91
	7	8,28

Na Tabela 5, são indicados os valores de ficha majorados em 20%, já na Tabela 6 os valores de ficha obtidos com minoração do K_p em 1,5 vezes (colunas marcadas com (*)), os quais serão comparados, posteriormente, com os valores encontrados a partir das demais abordagens utilizadas (método simplificado e GEO5). Observa-se que os valores de fichas apresentados na Tabela 6 são mais conservativos.

3.2.2 Dimensionamento pelo método simplificado

Similarmente ao procedimento realizado no item anterior, mediante o diagrama simplificado mostrado na Figura 26, procede-se o dimensionamento da cortina acordo com os procedimentos apresentados no item 1.3.2. As etapas de cálculo são apresentadas no APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO PARA DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO.

São consideradas as seguintes alturas de escavação: Hw=3m, 5m e 7m e os seguintes ângulos de atrito: ϕ=28° e 32°. O peso específico da areia é γ=19kN/m³. O dimensionamento é efetuado de acordo com as seguintes abordagens: Com e sem majoração da ficha, em 15%.

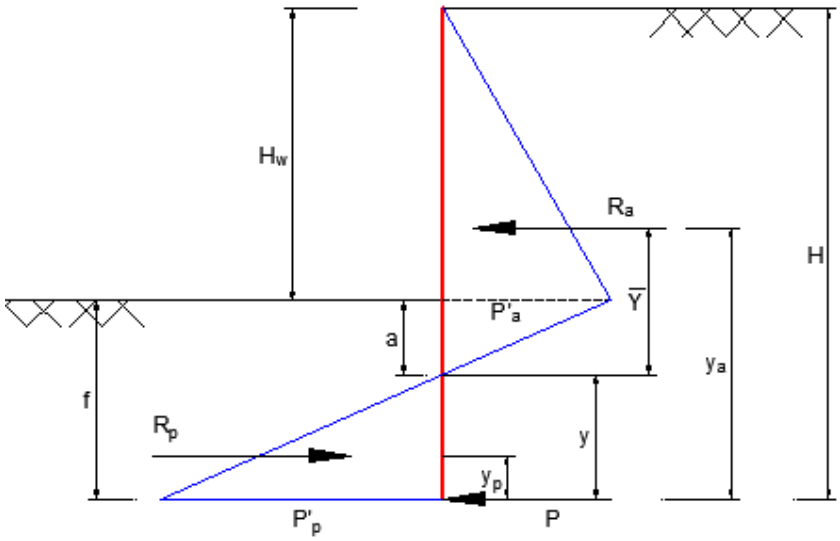


Figura 26 - Diagrama resultante de empuxos, método simplificado.

Todos os cálculos analíticos realizados, tanto pelo método convencional quanto pelo método simplificado, conforme detalhado em Gerscovich et al. (2016), com e sem redução do empuxo passivo e com majoração da ficha, são apresentados de forma detalhada no APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO PARA DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO.

Na Tabela 7, são indicados os valores de ficha corrigidos em 15% (coluna marcada com (*)), os quais serão comparados, posteriormente, com os valores encontrados a partir das demais abordagens utilizadas (método convencional e GEO5).

Tabela 7 – Fichas estimadas - com e sem correção em 15% - Método simplificado.

ϕ (°)	**H_w (m)**	**Ficha f (m)**		**Comprimento adotado da parede**	
		Sem majoração	**Com majoração (*)**	**Ficha (m)**	**H (m)**
28°	3	4,01	4,62	4,60	7,60
	5	6,49	7,47	7,50	12,50
	7	8,96	10,31	10,30	17,30
32°	3	3,27	3,76	3,80	6,80
	5	5,26	6,04	6,0	11,0
	7	7,23	8,31	8,30	15,30

3.2.3 Dimensionamento da cortina - Software GEO5-Projeto de contenções

O software GEO5 permite dimensionar e analisar diferentes situações de escavações e contenções executadas de diversas formas. O programa GEO5 - Projeto de contenções, possibilita, também, um rápido pré-dimensionamento de estruturas não ancoradas. É possível estimar-se o comprimento enterrado necessário da estrutura de contenção (ficha), os esforços na estrutura e a verificação da seção transversal da estrutura (concreto armado, aço, madeira).

No referido programa são disponibilizadas diferentes opções de metodologias de análise de pressões ativa e passiva, sendo escolhido, neste trabalho, o método

de Mazindrani (Rankine). As análises efetuadas com o programa GEO5 forneceram os resultados apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Fichas estimadas - Software GEO5 - Projeto de contenções.

ϕ (°)	**H_w (m)**	**Ficha f (m)**		**Comprimento adotado da parede**	
		Sem majoração	**Com majoração (*)**	**Ficha (m)**	**H (m)**
28°	3	3,48	4,18	4,2	7,2
	5	5,79	6,95	7,0	12,0
	7	8,11	9,73	9,8	16,8
32°	3	2,82	3,38	4,4	7,4
	5	4,71	5,65	5,7	10,7
	7	6,58	7,90	8,0	15,0

Na Tabela 8 são indicados os valores de ficha corrigidos estimados na análise numérica com o programa GEO5 (coluna marcada com (*)), os quais são comparados, na Tabela 9, com os valores obtidos a partir das demais abordagens utilizadas na presente pesquisa (métodos convencional e simplificado). Nesta tabela as fichas mínimas obtidas contemplam diferentes formas de se considerar o fator de segurança, em face das incertezas associadas ao perfil de distribuição de empuxos e aos parâmetros geotécnicos: com redução da mobilização do empuxo passivo ou majorando-se a ficha.

É possível verificar que as fichas majoradas em 20% obtidas das análises efetuadas com o software GEO5 - Projeto de contenções, foram próximas às obtidas nos cálculos realizados analiticamente pelo método convencional com majoração da ficha, também, em 20%. Já o método simplificado, com majoração da ficha em 15%, forneceu valores mais próximos aos obtidos a partir do método convencional com minoração do K_p.

Tabela 9 – Comparação dos resultados obtidos a partir dos diferentes métodos de obtenção da ficha mínima para escavação em balanço.

ϕ (°)	Método	H_w (m)	Com redução do Kp	Sem redução/majoração da ficha	Com majoração da ficha	
					% de majoração	Ficha
28°	Convencional	3	4,51	3,35	20	4,02
		5	7,52	5,58	20	6,70
		7	10,53	7,82	20	9,38
	Simplificado	3	---	4,01	15	4,62
		5	---	6,49	15	7,47
		7	---	8,96	15	10,31
	GEO5 – Projeto de contenções	3	---	3,48	20	4,18
		5	---	5,79	20	6,95
		7	---	8,11	20	9,73
32°	Convencional	3	3,55	2,72	20	3,26
		5	5,71	4,53	20	5,43
		7	8,28	6,34	20	7,61
	Simplificado	3	---	3,27	15	3,76
		5	---	5,26	15	6,04
		7	---	7,23	15	8,31
	GEO5 – Projeto de contenções	3	---	2,82	20	3,38
		5	---	4,71	20	5,65
		7	---	6,58	20	7,90

3.3 Execução de banqueta - Cálculo do acréscimo de empuxos segundo Gerscovich et al. (2016)

Na Figura 27 é apresentada a seção transversal de uma escavação com cortina em balanço e presença de banqueta. Referindo-se a esta figura, a geometria é definida pelos seguintes elementos:

Banqueta:

H_b = Altura da banqueta

B_t = Largura superior da banqueta

B_0 = Largura inferior da banqueta

1:m = inclinação da banqueta (V: H)

Estrutura de contenção:

H_w = Altura livre da parede = altura escavada

H = Comprimento ou altura total da parede

f = Ficha

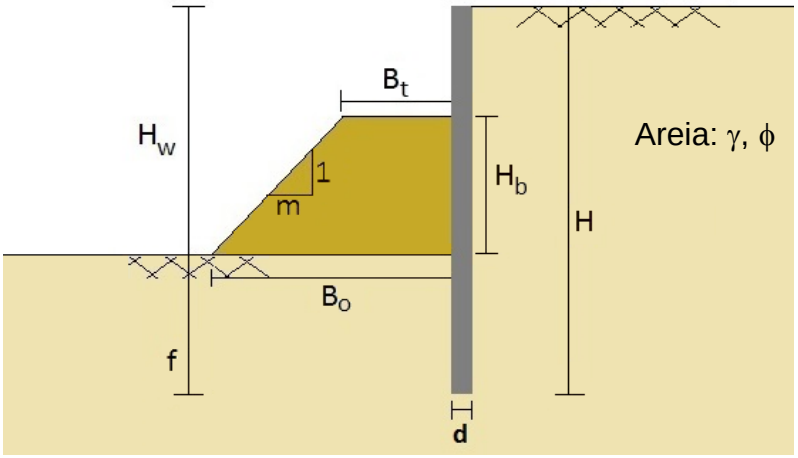


Figura 27 – Seção transversal de escavação em balanço com banqueta estabilizadora.

Com os procedimentos sugerido por Gerscovich et al. (2016) descrito no item 1.5, foi possível a obtenção do acréscimo de empuxo (ΔE_p) devido à presença da banqueta, conforme apresentado em detalhe no APÊNDICE B – CÁLCULO ANALÍTICO DE ACRÉSCIMO DE EMPUXO E PONTO DE APLICAÇÃO DO MESMO – ESCAVAÇÃO EM BALANÇO COM BANQUETA.

As geometrias das banquetas adotadas na presente pesquisa foram baseadas nas adotadas por Morsi (2003). Nos cálculos efetuados considerou-se:

(i) Altura da banqueta em função da altura escavada, H_b = (0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6) Hw;
(ii) Largura da banqueta inferior, B_o = (Bt+mHb);
(iii) Inclinação da face taludada da banqueta, m= (2, 3, 4);
(iv) Largura superior da banqueta, B_t= (1; 1,5; 2; 2,5; 3; 3,5) metros.

Adicionalmente, foram considerados os comprimentos de ficha obtidos a partir do método convencional, majorados em 20%, conforme apresentado anteriormente

na Tabela 5. Assim, foi possível definir o comprimento total da cortina (H), conforme indicado na Tabela 10.

Tabela 10 – Comprimento total adotado (H) para a cortina.

ϕ (°)	H_w (m)	Ficha adotada (m)	Altura adotada H (m)
28°	3	4,00	7,0
	5	6,70	11,70
	7	9,40	16,70
32°	3	3,50	6,50
	5	5,40	10,40
	7	7,60	14,60

São apresentados na Tabela 11 os coeficientes de empuxo para as situações ativa e passiva de Rankine, os quais são necessários para o cálculo dos empuxos a serem realizados na sequência.

Tabela 11 – Coeficientes de empuxo de Rankine.

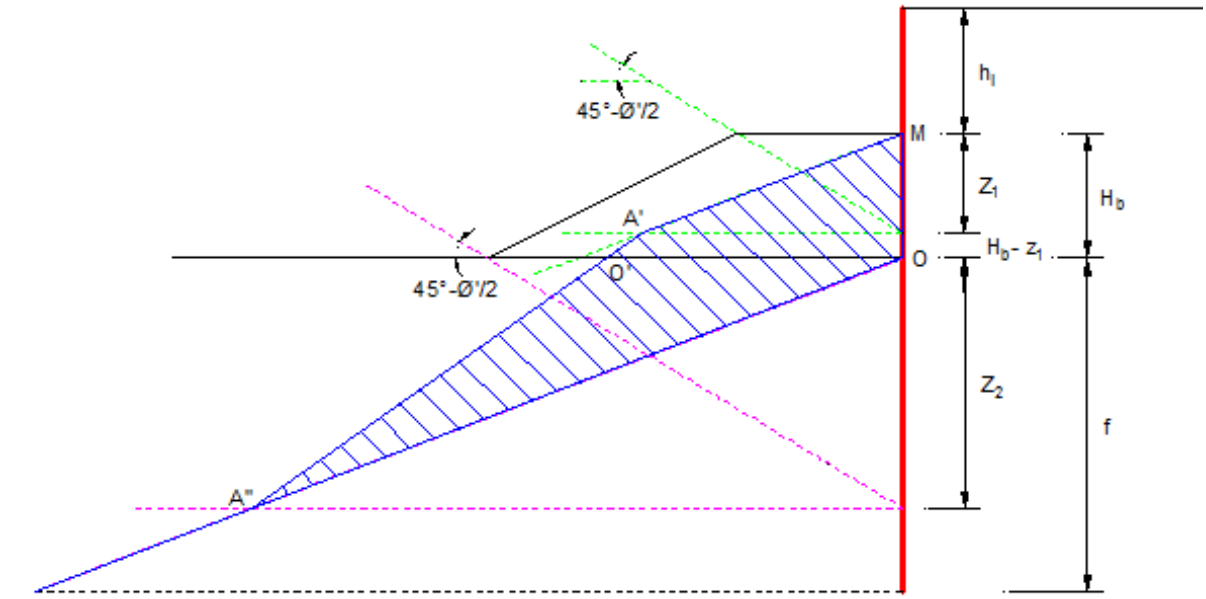
ϕ (°)	γ (kN/m³)	K_a	K_p
28°	19	0,361	2,77
32°	19	0,307	3,255

Na Figura 28 são apresentados os diagramas de empuxo passivo para:

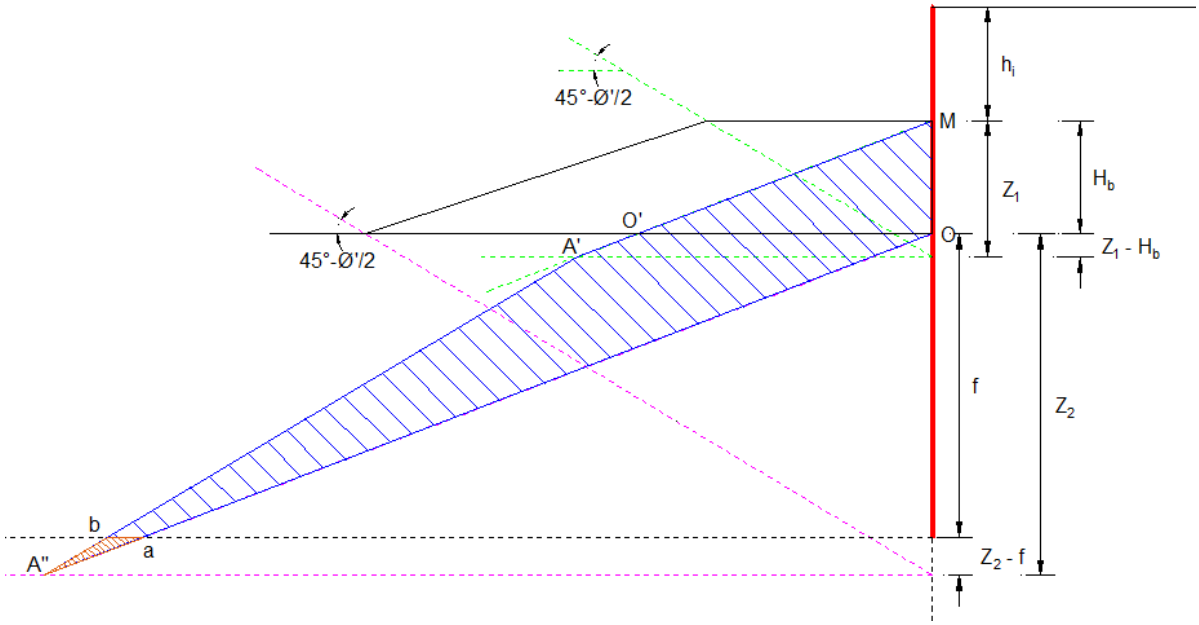
(a) $Z_2 \leq f$ - Caso em que a ficha possui comprimento tal que todo acréscimo de empuxo passivo devido à presença da banqueta pode ser considerado na análise, Figura 28(a) (trecho do diagrama indicado por MA'A''O);

(b) $Z_2 > f$ - Caso em que a ficha possui comprimento tal que apenas uma parte do acréscimo de empuxo passivo devido à presença da banqueta pode ser considerado na análise, Figura 28(b) (trecho do diagrama indicado por MA'baO);

Cumpre salientar que a situação (b) é a mais comum na prática profissional.



(a)



(b)

Figura 28 – Diagrama de empuxo passivo com acréscimo de empuxo gerado pela presença da banqueta para os casos de ficha com restrição de Z_2. (Ficha no caso (a) ≥ a Z_2 e a ficha no caso (b) < Z_2).

A partir dos diagramas de empuxo passivo mostrados, foram realizados os cálculos pelo método descrito no item 1.5, foram analisadas as duas situações indicadas na Figura 28 (a) e (b).

Inicialmente o cálculo foi realizado considerando-se que a ficha era suficientemente extensa de modo que todo o acréscimo de empuxo passivo seria mobilizado (caso a), ou seja, todo o diagrama MA'A''O foi contemplado, como mostra a Figura 28 (a). Nesta situação apenas os parâmetros relacionados à banqueta e ao solo foram utilizados nos cálculos, tendo sido obtidos os seguintes resultados:

Da figura, obtém-se:

$$Z_1 = B_t \tan(45° - \emptyset'/2) \tag{5}$$

$$Z_2 = B_0 \tan(45° - \emptyset'/2) \tag{6}$$

Tem-se, também as tensões horizontais nos níveis a seguir:

- Nível do ponto A': $\gamma K_P Z_1$
- Nível do ponto A'': $\gamma K_P Z_2$
- Nível do ponto O': $\gamma K_P \frac{H_b Z_2}{H_b - Z_1 + Z_2}$

Assim, obtém-se um acréscimo de empuxo passivo, região sombreada na figura (área do trapézio MA'A''O), como segue:

$$\Delta E_p = \frac{\gamma H_b}{2}[(2B_t + mH_b)\, tan(45° + \emptyset'/2)] \tag{7}$$

$$\Delta E_p = \frac{\gamma H_b K_p}{2}(Z_1 + Z_2) \tag{7.a}$$

A expressão acima, foi obtida sem restrição de parâmetros geométricos da cortina como já foi dito anteriormente (ficha com comprimento elevado), obtendo resultados só para casos onde: $Z_2 \leq f$.

Para o mesmo comprimento de cortina, caso as banquetas possuam características geométricas diferentes da indicada no caso (a) como por exemplo,

largura maior, o acréscimo de empuxo gerado pela presença da banqueta será similar ao indicado na Figura 28 (b), no qual $Z_2 > f$. Este caso é, de fato, mais geral. Neste caso, deve ser considerada a área do diagrama obtida pela diferença entre o trapézio MA'A''O e a área do triângulo abA''. Assim, para o caso (b), o digrama resultante corresponde à área indicada por MA'baO na Figura 28 (b).

Para obtenção do acréscimo do empuxo devido à presença da banqueta foram consideradas as expressões (5) e (6), bem como:

- Nível do ponto O': $\gamma K_P H_b$
- Nível do ponto A': $\gamma K_P Z_1$
- Nível do ponto (a): $\gamma K_P f$
- Nível do ponto A'': $\gamma K_P Z_2$
- Nível do ponto (b): $\gamma K_P \left[Z_2 - \frac{(Z_2 - Z_1)(Z_2 - f)}{H_b - Z_1 + Z_2}\right]$, a expressão também pode ser explicitada como: $\gamma K_P \left[f + \frac{H_b(Z_2 - f)}{H_b - Z_1 + Z_2}\right]$

O acréscimo de empuxo passivo devido à banqueta, correspondente à área sombreada na Figura 28 (b) (área do trapézio MA'A''O - área do triangulo $\overline{bA''a}$), e pode ser estimado como indicado a seguir:

$$\Delta E_{p1} = \frac{\gamma K_p H_b}{2}(Z_1 + Z_2)$$

$$\Delta E_{p2} = \frac{\gamma K_p H_b}{2}\left[\frac{(Z_2 - f)^2}{H_b - Z_1 + Z_2}\right]$$

$$\Delta E_p = \Delta E_{p1} - \Delta E_{p2} = \frac{\gamma K_p H_b}{2}\left[(Z_1 + Z_2) - \frac{(Z_2 - f)^2}{H_b - Z_1 + Z_2}\right] \quad (8)$$

Onde ΔE_pé o acréscimo de empuxo: $\Delta E_{p1} - \Delta E_{p2}$

A Figura 29, mostra um esquema representativo dos acréscimos de empuxo passivo ΔE_{p1} e ΔE_{p2}.

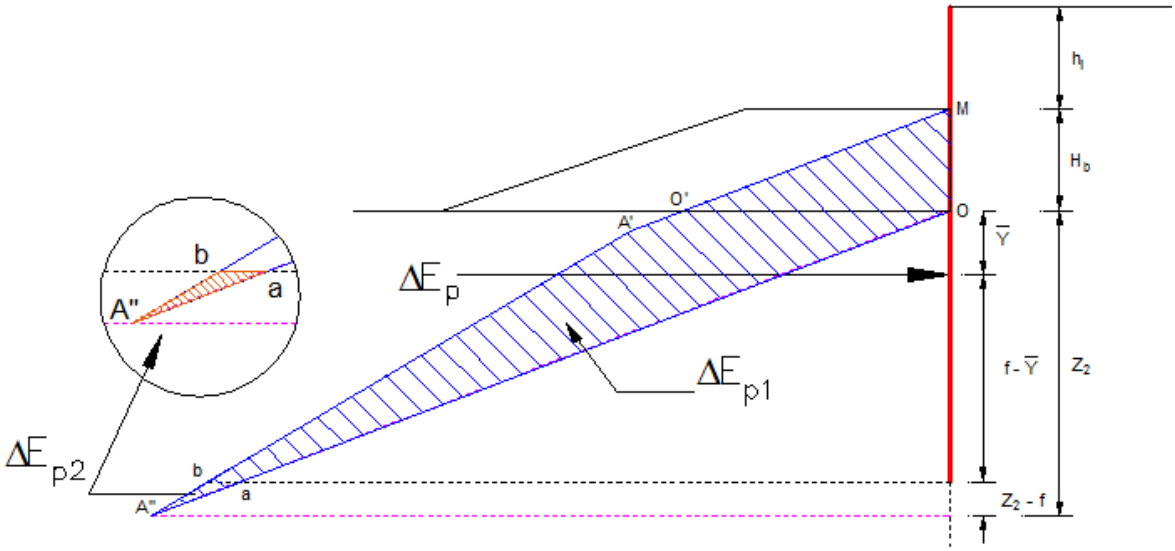


Figura 29 - Esquema representativo dos acréscimos de empuxos passivo 1 e 2.

Apresenta-se na Tabela 12, a seguir, os acréscimos de empuxo passivo (ΔE_p) obtidos para o caso (b) a partir da utilização da expressão deduzida anteriormente (Equação (8). Foram considerados os diferentes parâmetros geométricos adotados para a banqueta e para a cortina. Considerou-se solo arenoso com ângulo de atrito de 28º e altura escavada de 3m (Hw).

A Figura 30 indica curvas em que se procurou indicar o acréscimo de empuxo passivo normalizado versus características geométricas da banqueta, também normalizadas.

Já na Tabela 13 e Figura 31 são apresentados resultados obtidos para solo arenoso com ângulo de atrito de 32º e altura escavada, também, de 3m (Hw).

As demais tabelas e figuras correspondentes ao cálculo do acréscimo de empuxo passivo, para as diferentes geometrias da banqueta, alturas de escavação e ângulo atrito são apresentadas no ANEXO A – RESULTADOS DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO- ANALÍTICO**.**

Tabela 12 – Acréscimo de empuxo passivo obtido analiticamente para ângulo de atrito 28°, Hw=3m – Caso (b).

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
3	0,6	1 : 2	30,4	39,8	49,3	58,8	68,3	77,8
	0,6	1 : 3	36,0	45,5	55,0	64,5	74,0	83,5
	0,6	1 : 4	41,7	51,2	60,7	70,2	79,7	89,2
	0,9	1 : 2	54,1	68,3	82,5	96,8	111,0	125,2
	0,9	1 : 3	66,9	81,1	95,3	109,6	123,8	138,0
	0,9	1 : 4	79,7	93,9	108,1	122,4	136,6	150,3
	1,2	1 : 2	83,5	102,5	121,4	140,4	159,4	178,3
	1,2	1 : 3	106,2	125,2	144,2	163,2	182,1	200,4
	1,2	1 : 4	129,0	148,0	166,9	184,8	201,3	216,3
	1,5	1 : 2	118,6	142,3	166,0	189,7	213,4	237,2
	1,5	1 : 3	154,2	177,9	201,6	224,9	246,6	266,6
	1,5	1 : 4	189,4	211,5	232,1	251,4	269,3	285,7
	1,8	1 : 2	159,4	187,8	216,3	244,7	273,2	300,8
	1,8	1 : 3	210,6	238,9	265,6	290,7	314,1	335,8
	1,8	1 : 4	255,2	278,6	300,7	321,4	340,6	358,5

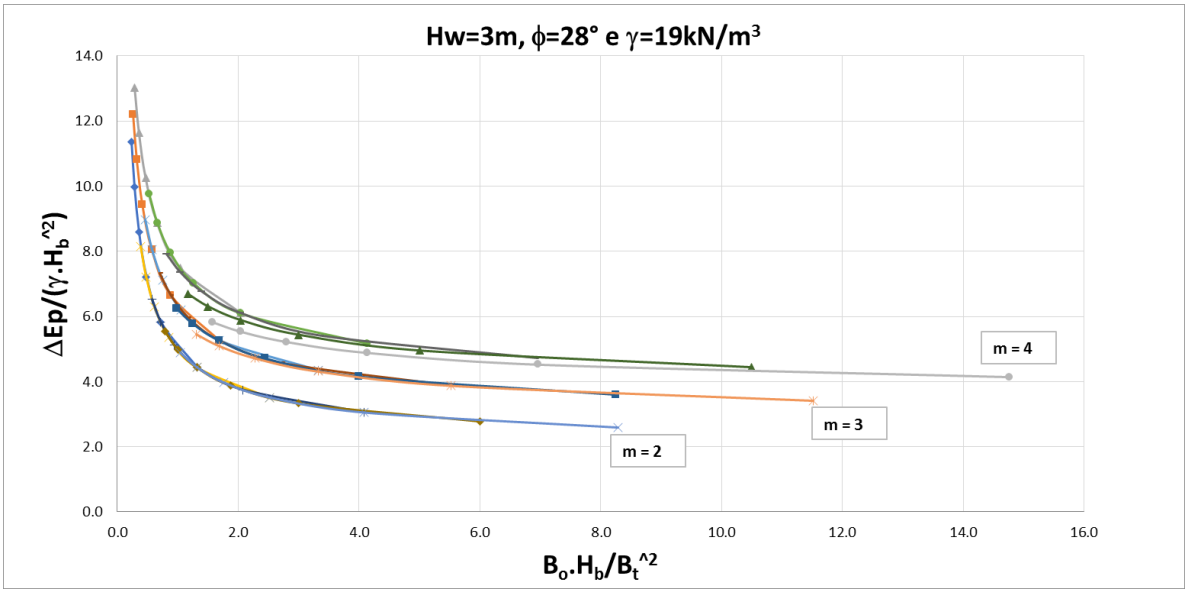


Figura 30 – Acréscimo de empuxo passivo, ΔEp, para ϕ=28°, Hw=3m (normalizado).

Tabela 13 – Acréscimo de empuxo passivo obtido analiticamente para ângulo de atrito 32° e Hw=3m – Caso (b).

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
3	0,6	1 : 2	32,9	43,2	53,5	63,8	74,0	84,3
	0,6	1 : 3	39,1	49,4	59,6	69,9	80,2	90,5
	0,6	1 : 4	45,2	55,5	65,8	76,1	86,4	96,7
	0,9	1 : 2	58,6	74,0	89,5	104,9	120,3	135,7
	0,9	1 : 3	72,5	87,9	103,3	118,8	134,2	149,6
	0,9	1 : 4	86,4	101,8	117,2	132,7	147,8	161,7
	1,2	1 : 2	90,5	111,1	131,6	152,2	172,8	193,3
	1,2	1 : 3	115,2	135,7	156,3	176,9	197,1	215,8
	1,2	1 : 4	139,8	160,4	180,3	198,7	215,6	231,0
	1,5	1 : 2	128,5	154,2	180,0	205,7	231,4	256,9
	1,5	1 : 3	167,1	192,8	218,4	242,5	264,9	285,5
	1,5	1 : 4	204,3	227,2	248,7	268,7	287,2	304,2
	1,8	1 : 2	172,8	203,6	234,5	265,3	295,8	324,2
	1,8	1 : 3	228,3	257,9	285,8	311,9	336,2	358,7
	1,8	1 : 4	273,3	297,9	320,9	342,5	362,6	381,3

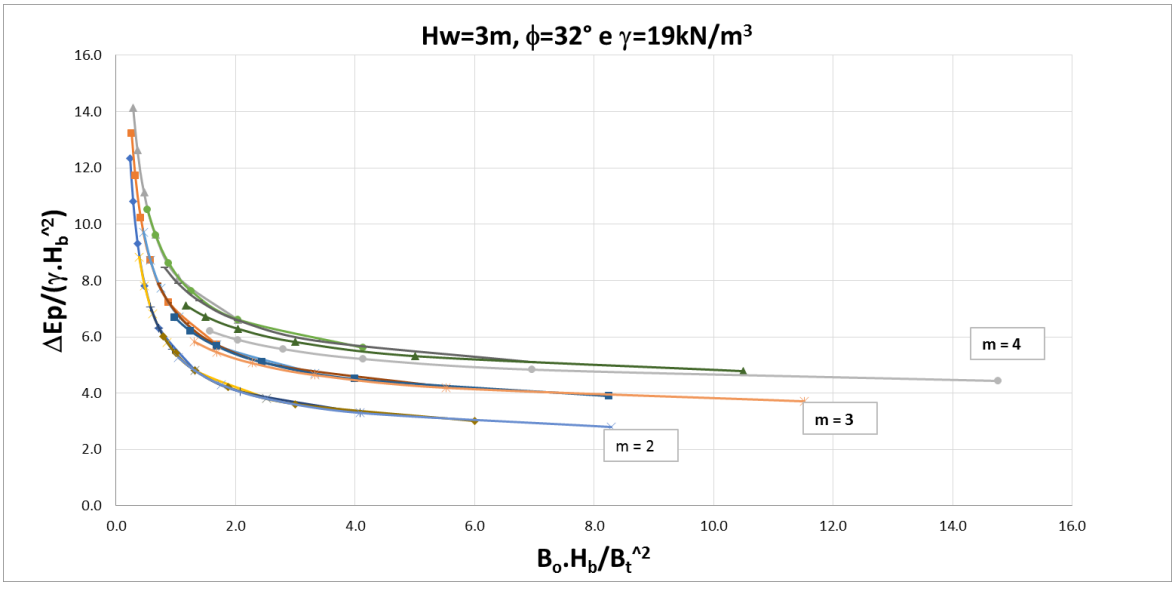


Figura 31 - Acrescimo de empuxo passivo, ΔEp, para ϕ=32° e Hw=3m (normalizado).

3.4 Determinação do ponto de aplicação do acréscimo do empuxo

Neste item são apresentados os procedimentos realizados para a determinação do ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo (ΔE_p) estimado no item anterior. Na estimativa do acréscimo de empuxo passivo foi considerado o caso (b) descrito no item 3.3. Nesta situação (caso (b)) considera-se $Z_2 > ficha$, ou seja, a ficha possui comprimento tal que apenas uma parte do acréscimo de empuxo passivo devido à presença da banqueta é considerado na análise (trecho do diagrama indicado por MA'baO, na Figura 28(b)). O que significa que o trecho abA'' é desconsiderado (Figura 32).

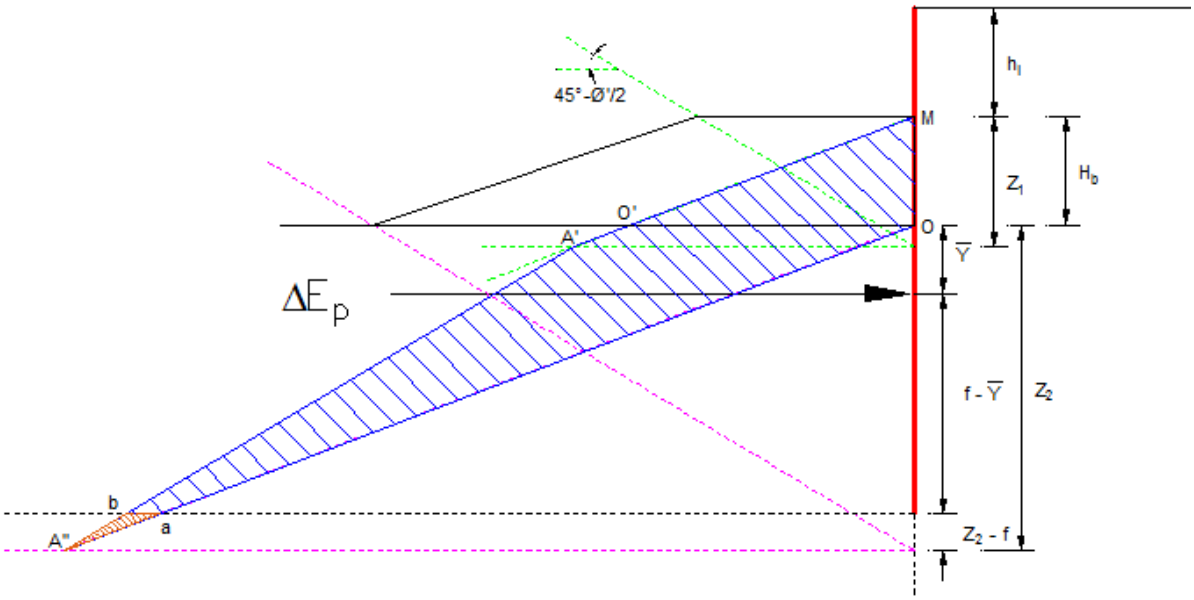


Figura 32 – Posição do ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo $\bar{Y}$.

A partir do diagrama mostrado na figura anterior, o ponto de aplicação da resultante do acréscimo de empuxo passivo ($\bar{Y}$), em relação ao ponto O, pode ser obtido da seguinte forma:

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i A_i}{\sum A} \tag{9}$$

Onde: A_i são os empuxos parciais, $\bar{Y}_i$ é o ponto de aplicação dos acréscimos de empuxos passivos parciais, e $\sum A = \Delta E_p$, sendo ΔE_p o somatório dos acréscimos de empuxos passivos parciais.

Considerando-se o seguinte:

- Caso (a): Se: $Z_2 \leq f \rightarrow \Delta E_{p1} = \frac{\gamma K_p H_b}{2}(Z_1 + Z_2) \quad \Rightarrow \quad \bar{Y} = \bar{Y}_1$

  Onde ΔE_{p1} representa o acréscimo de empuxo passivo correspondente ao diagrama MA'A''O.

- Caso (b): Se: $Z_2 > f \rightarrow \Delta E_p = \Delta E_{p1} - \Delta E_{p2} \quad \Rightarrow \quad \bar{Y} = \frac{\Delta E_{p1} x\, \bar{Y}_1 - \Delta E_{p2} x \bar{Y}_2}{\Delta E_p}$

Neste caso, deve ser considerada a área do diagrama obtida pela diferença entre o trapézio MA'A''O e a área do triângulo abA'', o que corresponde ao diagrama da área indicada por MA'baO na Figura 28.

Tem-se, então:

$$\bar{Y}_1 = \frac{1}{3}\left[\frac{Z_1(2H_b - Z_1) + Z_2(H_b - Z_1 - Z_2)}{(Z_1 + Z_2)}\right]$$

$$\bar{Y}_2 = \frac{1}{3}[Z_2 + 2f]$$

Então:

$$\bar{Y} = \frac{1}{3}\left[\frac{[Z_1(2H_b - Z_1) + Z_2(H_b - Z_1 - Z_2)](H_b - Z_1 + Z_2) + (Z_2 - f)^2(Z_2 + 2f)}{(Z_1 + Z_2)(H_b - Z_1 + Z_2) - (Z_2 - f)^2}\right] \quad (10)$$

Os valores de Z_1 e Z_2 podem ser obtidos com base nas equações (5) e (6).

A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos para várias geometrias de banqueta, de acordo o com o procedimento descrito, para escavação com H_w=3m e solo com ϕ=28°. Já a Figura 33 apresenta curvas normalizadas a partir das quais pode-se estimar o ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo a partir da geometria da banqueta e da característica do solo avaliado.

Tabela 14 – Resultados obtidos - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo (Ȳ), para Hw=3m, ϕ=28°.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL: HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			Ȳ (m)					
3	0,6	1 : 2	-0,24	-0,38	-0,52	-0,66	-0,81	-0,96
	0,6	1 : 3	-0,36	-0,49	-0,63	-0,77	-0,92	-1,06
	0,6	1 : 4	-0,48	-0,61	-0,74	-0,88	-1,02	-1,17
	0,9	1 : 2	-0,23	-0,36	-0,50	-0,64	-0,78	-0,92
	0,9	1 : 3	-0,42	-0,54	-0,67	-0,81	-0,95	-1,09
	0,9	1 : 4	-0,60	-0,72	-0,85	-0,98	-1,12	-1,24
	1,2	1 : 2	-0,24	-0,35	-0,48	-0,62	-0,75	-0,89
	1,2	1 : 3	-0,49	-0,60	-0,72	-0,85	-0,98	-1,11
	1,2	1 : 4	-0,73	-0,84	-0,96	-1,07	-1,16	-1,25
	1,5	1 : 2	-0,24	-0,35	-0,47	-0,60	-0,74	-0,87
	1,5	1 : 3	-0,56	-0,66	-0,78	-0,90	-1,00	-1,09
	1,5	1 : 4	-0,86	-0,94	-1,01	-1,08	-1,15	-1,21
	1,8	1 : 2	-0,25	-0,35	-0,47	-0,59	-0,72	-0,85
	1,8	1 : 3	-0,63	-0,73	-0,82	-0,90	-0,98	-1,05
	1,8	1 : 4	-0,91	-0,96	-1,01	-1,06	-1,11	-1,16

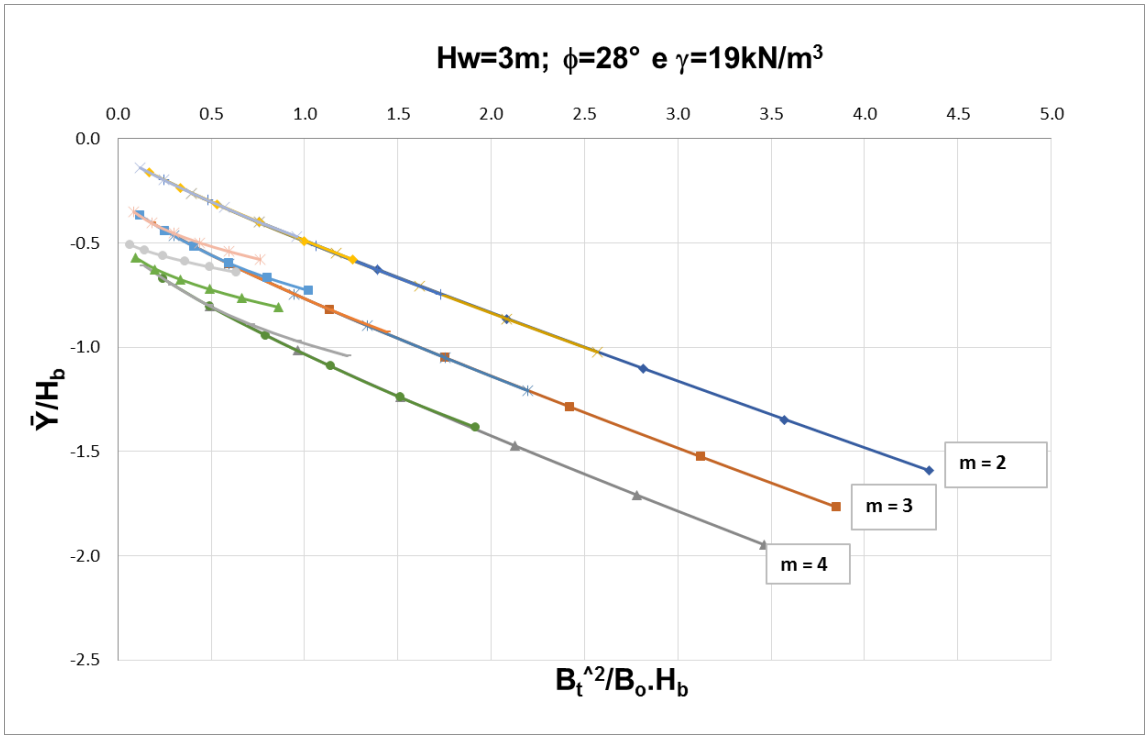


Figura 33 – Curvas para estimativa do ponto de aplicação do acréscimo de empuxo passivo (ábaco).

Cumpre salientar que com base no ábaco da Figura 30 é possível prever o acréscimo de empuxo passivo devido à banqueta, já a partir do ábaco da Figura 33 obtém-se o ponto de aplicação do mesmo. Assim, o procedimento de pré-dimensionamento tende a ser facilitado para as situações avaliadas.

Apresenta-se um exemplo aplicativo do caso analítico mostrado neste capitulo, que procura avaliar a influência da banqueta na redução do comprimento da ficha, que são apresentados de forma detalhada no APÊNDICE C – EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO CASO ANALÍTICO.

De forma a estabelecer uma comparação com um dos outros métodos de avaliar a influência da banqueta no acréscimo do empuxo, a sugestão de Fleming et al. (1985) é também exemplificado no APÊNDICE D – EXECUÇÃO DE BANQUETA-CÁLCULO DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO PASSIVO SEGUNDO FLEMING ET AL. (1985).

A Tabela 42 no APÊNDICE D, apresenta os resultados obtidos do acréscimo de empuxo passivo de acordo o com o procedimento descrito na proposta de Fleming et al. (1985), para várias geometrias de banqueta, para uma escavação com Hw=3m e solo com ϕ=28°. Os valores obtidos da Tabela 42 foram comparados aos obtidos com os procedimentos sugerido por Gerscovich et al. (2016), resumidos na Tabela 12. Pode-se observar que os valores são muito próximos até uma altura da banqueta (H_b) = 1,2m. Para alturas H_b maiores, os resultados obtidos pelo método de Fleming apresentam-se mais conservativos.

4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CASO ESTUDADO - PLAXIS 2D

Na presente pesquisa foram realizadas previsões analíticas e numéricas bidimensionais pelo MEF de modo a comparar o comportamento observado da escavação com cortina em balanço, sem e com a presença de banqueta. Como os métodos analíticos baseiam-se no equilíbrio limite, não se conhecem os deslocamentos, nem o nível de mobilização real da parcela do empuxo passivo mobilizado. O MEF tem a vantagem de poder verificar não apenas a condição de ruptura, mas a situação de serviço.

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na análise numérica do caso estudado, avaliado no Capitulo 3 por meio dos procedimentos analíticos disponíveis na literatura. Como comentado anteriormente, as análises numéricas foram executadas com o programa computacional Plaxis 2D, baseado no método de elementos finitos.

Foram efetuadas, também, análises paramétricas de modelos hipotéticos de escavação em balanço com diferentes geometrias de banqueta. O perfil geotécnico corresponde a solo arenoso homogêneo, isotrópico, acima do nível de água. Foi adotada, nas análises, parede diafragma como estrutura de contenção, e, adicionalmente, foram realizadas análises para diferentes espessuras da mesma e para diferentes alturas livres da parede (H_w). Com relação à banqueta, foram realizados estudos paramétricos para várias geometrias da mesma. Nestas análises foram consideradas, também, diferentes alturas escavadas, H_w.

Os principais objetivos relativos à influência da presença da banqueta, no comportamento de escavações em balanço, baseados no caso estudado são avaliar a influência da presença da banqueta no comportamento de escavações em balanço, em termos:

(i) Do perfil de deslocamento horizontal da cortina;
(ii) Dos momentos fletores máximos previstos bem como do diagrama de momentos fletores na cortina;
(iii) Dos recalques nas adjacências da área escavada oriundos da escavação em balanço;

(iv) Da influência da interação solo-estrutura (em função da espessura/rigidez da parede).

(v) Da influência da interação solo-estrutura (em função do R_{inter} adotado).

Serão apresentados a seguir os aspectos de interesse na modelagem, e os fatores que influenciam os resultados numéricos, e, posteriormente, serão apresentadas as análises dos resultados obtidos na modelagem numérica.

4.1 Aspectos de interesse na modelagem numérica

4.1.1 Geometria da escavação

A escavação utilizada no presente estudo foi apresentada no capitulo 3, no qual foram descritos os diferentes parâmetros considerados na modelagem numérica baseada no programa PLAXIS 2D. A escavação em balanço possui banqueta como apresentado no capítulo anterior, na Figura 27. Objetivando-se a avaliação da influência da banqueta no comportamento da escavação foram consideradas diversas geometrias possíveis.

A geometria do modelo adotado no Plaxis, apresentada na Figura 34, levou em consideração as condições da escavação, sendo estabelecida uma área suficientemente grande (50m de extensão e 25m de altura) para evitar o efeito da influência das condições de contorno na magnitude dos deslocamentos horizontais e verticais previstos numericamente. Nesta figura as escalas horizontal e vertical são indicadas em metros.

Na figura estão apresentadas as interfaces a serem descritas no item 4.1.4.

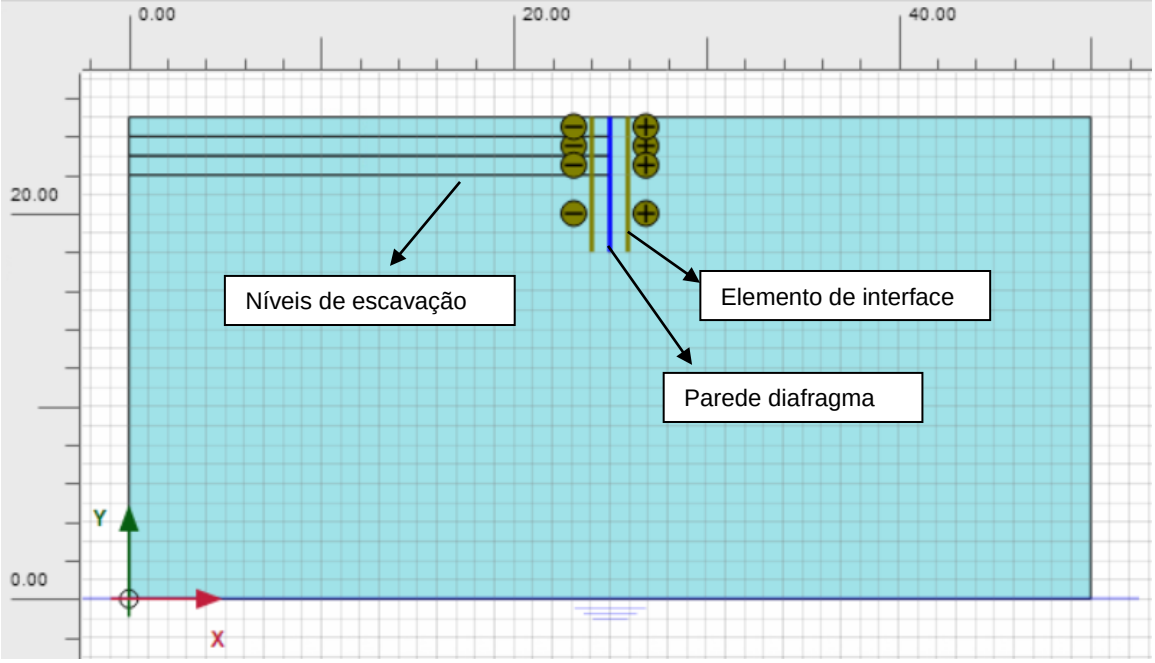


Figura 34 – Geometria da escavação utilizada na análise paramétrica.

4.1.2 Parâmetros representativos do solo

Os parâmetros de solo empregados na modelagem numérica, com modelo constitutivo Hardening-Soil, foram estimados a partir de correlações e de informações disponíveis na literatura, as quais foram compiladas na revisão bibliográfica.

Conforme citado anteriormente, considerou-se solo arenoso com peso específico γ =19 kN/m^3. Para estimativa do módulo de elasticidade procurou-se contemplar o critério das faixas de compacidade das areias, conforme indicado na Tabela 15.

Tabela 15 – Estados de compacidade das areias (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996).

N°	Compacidade	N_{60}
1	Fofa	<4
2	Pouco compacta	4-10
3	Medianamente compacta	10-30
4	Compacta	30-50
5	Muito compacta	>50

Optou-se por utilizar a correlação para estimativa do módulo de elasticidade de areias sedimentares proposto por (Freitas, 2010 e Freitas et al., 2012) como segue:

$$E_s = 8000.(N_{60})^{0.80} \text{ (kPa)} \quad (11)$$

Onde: E_s é o modulo de elasticidade assumido como modulo secante;

N_{60} é o número de golpes obtido do ensaio SPT corrigido para a eficiência correspondente à 60% da energia teórica de queda livre.

A equação (11), obtida de Freitas (2010) e Freitas et al. (2012), é utilizada para a estimativa do módulo de Young estático para areias. Os referidos autores sugerem, adicionalmente, proposta para estimativa de módulo de elasticidade para baixos níveis de deformação.

Na Tabela 16 são apresentados os módulos de elasticidade (ou de Young) estáticos para areias obtidos a partir da proposta anteriormente citada. Nesta tabela foram utilizadas faixas de ângulo de atrito para cada compacidade baseada em proposta de Meyerhof (1959) apud Goldbach (2016). Finalmente, a Tabela 17 resume os parâmetros adotados nas análises numéricas.

Tabela 16 – Módulo de Young estático para areias baseado em Freitas et al., (2012).

ϕ (°)	**Compacidade**	**E= 8000. (N_{60}) ^0.8 (kN/m²)**	
< 30	Fofa	< 24251	
30-35	Pouco compacta	24251	50477
35-40	Medianamente compacta	50477	121559
40-45	Compacta	121559	182922
> 45	Muito compacta	> 182922	

Tabela 17 – Módulos de elasticidade adotados nas análises, em função do ângulo de atrito.

ϕ (°)	**E (Valores adotados para a análise) (kN/m²)**
28	24000
32	35000

Conforme já comentado, para as análises efetuadas com o modelo Hardening Soil, utilizam-se três módulos de elasticidade: o módulo secante para 50% da tensão de ruptura (E_{50}), o módulo oedométrico (E_{oed}) e o módulo de descarregamento (E_{ur}), onde os dois últimos são expressos como segue:

$$E_{eod} = \frac{E_{tc}(1-\upsilon)}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)} \quad (12)$$

Onde: E_{oed} é o módulo eodométrico;

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

ν é o coeficiente de Poisson.

A equação seguinte mostra, a relação recomendada pelo manual do programa, que é a utilização de:

$$E_{ur} = 3\,E_{50} \quad (13)$$

Onde: E_{ur} é o módulo de descarregamento, estimado automaticamente pelo programa com base na expressão acima (valor padrão sugerido);

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

Deste modo, foram considerados os parâmetros indicados na Tabela 18.

Tabela 18 – Parâmetros adotados nas análises numéricas - Modelo Hardening-Soil.

N°	ϕ (°)	E (kN/m²)	γ (kN/m³)	E_{ur} (kN/m²)	K_0	m*	R_f**	ν_{ur}	ψ***
1	28	24000	19	72000	0,531	0,5	0,9	0,3	0
2	32	35000	19	105000	0,470	0,5	0,9	0,3	2

* O expoente m define a dependência da rigidez em relação ao nível de tensões. Para areias recomenda-se utilizar m=0,5.

** O R_f é a razão de ruptura do modelo hiperbólico. Para o valor de R_f, optou-se por utilizar o valor padrão do programa igual a 0,9.

***O ângulo de dilatância (ψ) é estimado como $\psi = \phi - 30^o$, conforme recomendação do manual do programa, para $\phi > 30^o$. Nos demais casos $\psi = 0$.

4.1.3 Elementos representativos da cortina

As propriedades da parede diafragma, utilizadas nas análises numéricas, foram adotadas para simular estruturas comuns usadas em projetos práticos de escavações. Foram consideradas paredes diafragma com espessuras de 0,2m, 0,3m, 0,4m e 0,5m. Utilizou-se o elemento “plate” para modelar a cortina e o modelo constitutivo adotado na modelagem numérica da estrutura é o elástico.

O módulo de elasticidade do concreto foi obtido de acordo com a norma brasileira NBR 6118 (2014), como mostra a equação (14). O coeficiente de Poisson pode ser adotado o valor de ν=0,2 de acordo com a mesma norma.

$$E = 5600\sqrt{f_{ck}}\ \text{MPa} \tag{14}$$

Onde: f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão (MPa).

A Tabela 19 resume os parâmetros estimados para as paredes diafragmas de diferentes espessuras consideradas. Na tabela são apresentados, também, os valores da rigidez axial (EA), para área da parede de (A=d x 1m), da rigidez à flexão (EI), com momento de inércia de ($I=b^3$ x 1/12) e do peso ($w = (\gamma_c - \gamma_{solo})$ x d, considerando-se γ_c=25kN/m³ para concreto armado. Sendo (d) a espessura da parede diafragma. Considerou-se b = d, linha 5 da Tabela 19.

Tabela 19 – Parâmetros representativos dos grupos de paredes de diferentes espessuras.

N°	**Parâmetro**	**Grupo 1** (0,2m)	**Grupo 2** (0,3m)	**Grupo 3** (0,4m)	**Grupo 4** (0,5m)	**Unidade**
1	Rigidez axial (EA)	4,20E+06	6.30E+06	8.40E+06	1.05E+07	kN/m
2	Rigidez á flexão (EI)	1.40E+04	4.73E+04	1.12E+05	2.19E+05	kNm²/m
3	Peso unitário por metro (w)	1,2	1,8	2,4	3	kN/m/m
4	Coeficiente de Poisson (ν)	0,3	0,3	0,3	0,3	-
5	Espessura da parede (d)	0,2	0,3	0,4	0,5	m

4.1.4 Parâmetros da interface

Os elementos da interface (Figura 34) são usados para modelar a interação entre a estrutura e o solo. No Plaxis, de acordo com seu manual, o parâmetro que controla a rigidez da interação entre o solo e a parede é o R_{inter}. O elemento de interface é usado para reduzir o atrito entre o elemento estrutural e o solo.

O fator de redução de interface, denominado como R_{inter}, está entre 0,01 e 1,0. O limite inferior de 0,01 significa que não há atrito entre o elemento estrutural e o solo. Já o limite superior de 1,0 indica que o elemento estrutural e o solo estão completamente em contato, isso significa que o solo e o componente estrutural não podem deslizar um em reação ao outro, denominando-se nesse caso como rígido o contato. Valores de atrito são reduzidos em função do R_{inter} adotado, e o elemento estrutural e o solo podem deslizar entre si (Gouw, 2014).

De acordo com Gouw (2014), os exercícios numéricos mostram que quanto menor o valor do parâmetro de interface, R_{inter}, maior o momento fletor despertado. Portanto, é importante estimar de forma acurada este parâmetro. A Tabela 20, mostra os valores sugeridos para o R_{inter}.

Tabela 20 – Valores sugeridos para Rinter, (Brinkgreve & 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

Nas modelagens realizadas no presente trabalho optou-se pela variação do parâmetro R_{inter} com a finalidade de verificar o melhor ajuste entre as previsões numéricas e analíticas. Os valores adotados, bem com a influência dos mesmos nos resultados obtidos, são apresentados no próximo item.

4.1.4.1 Influência da interface - R_{inter}

A escavação em solo arenoso estudada no presente trabalho conta com estrutura de contenção em parede do tipo diafragma de concreto armado. Como no cálculo analítico foi utilizada a abordagem de equilíbrio limite proposta por Rankine, que desconsidera o atrito entre o solo e a parede, na análise numérica deveria ter sido considerada parede perfeitamente lisa, ou seja, adotou-se ângulo de atrito (δ) nulo entre a parede e o solo, o que equivale a um fator de redução de resistência nulo. No entanto, o programa Plaxis não permite a adoção de R_{inter} igual a zero na entrada de dados. Deste modo, procurou-se avaliar a influência da variação deste parâmetro nas modelagens, bem como verificar o menor valor possível para o referido parâmetro, de modo que não ocorressem problemas numéricos nas análises efetuadas.

Para o caso de escavação em balanço sem banqueta e alterando-se o valor de R_{inter} entre 0,1 a 1,0, avaliou-se os resultados em termos de momento fletor máximo, deslocamento horizontal e tensões, de forma a representar uma faixa de rugosidade, desde o caso de interface praticamente lisa até interface rugosa, a que, melhor representa a condição real da interface, procurando-se assim um valor mínimo de R_{inter} para o qual se pôde avaliar a situação de parede lisa.

Considerando-se os parâmetros de solo apresentados na Tabela 18, e espessura da parede diafragma de 0,3m (Tabela 19), foram executadas análises para diferentes valores de R_{inter}.

Na análise paramétrica realizada, obteve-se o valor de R_{inter}= 0,3 como mínimo satisfatório. Selecionou-se, então, como fator de redução de resistência na interface este valor de 0,3, que corresponde a uma interface praticamente lisa. Os valores adotados bem como a influência dos mesmos nos resultados obtidos para a escavação em balanço sem banqueta são apresentados, a seguir, da Figura 35 a Figura 39.

Variando-se o valor do R_{inter} de 0,3 a 1,0, avaliou-se a influência nos resultados em termos de momento fletor máximo, deslocamentos e tensões horizontais versus profundidade. Observa-se na Figura 35, que os valores máximos do momento fletor aumentam com a redução do R_{inter}, embora os resultados não

sejam significativamente diferentes (49,1 a 63,6kN.m/m), sendo pouco influenciados pela variação do R_{inter}.

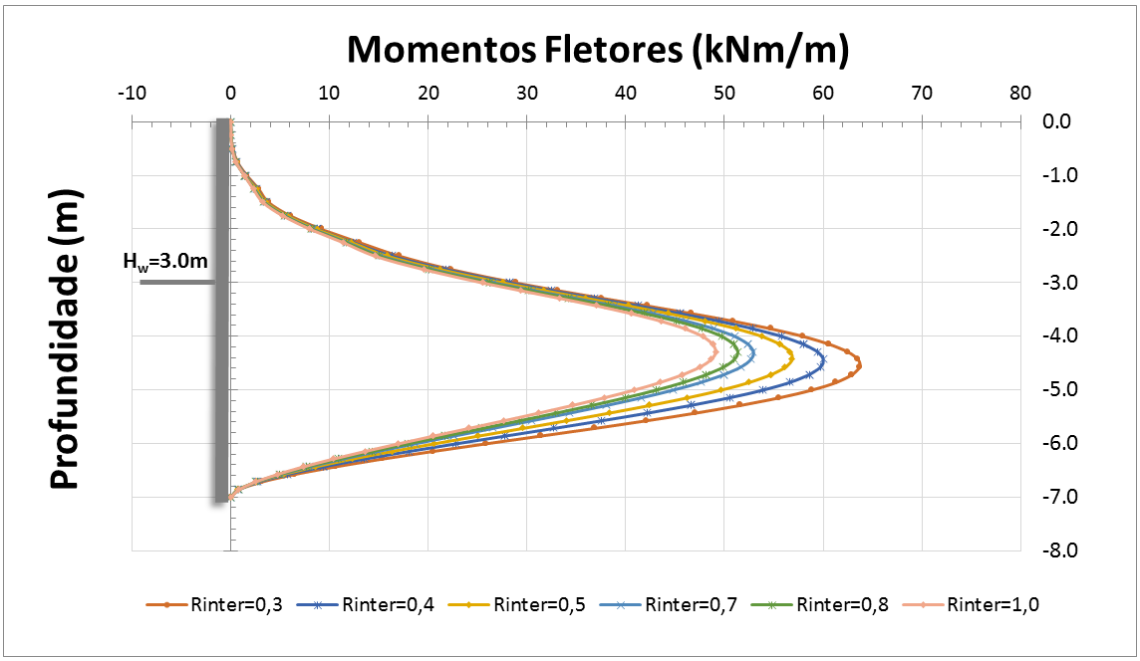


Figura 35 – Momento fletor maximo para diferentes valores de R_{inter}.

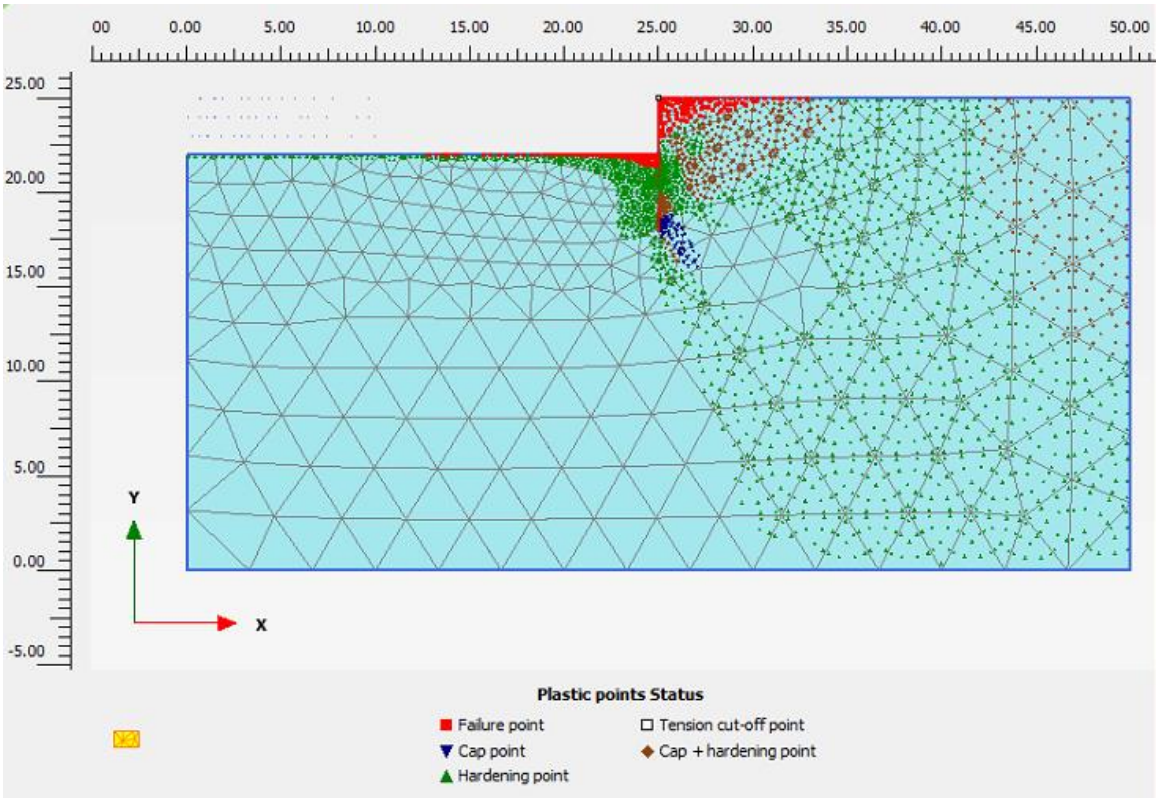


Figura 36 – Pontos no plastificação obtidos na análise numérica - Plaxis com R_{inter}=0,3.

A Figura 37 mostra a distribuição dos deslocamentos ao longo da profundidade, para diferentes valores adotados de R_{inter}. Pode-se observar que os deslocamentos horizontais aumentam com a redução do R_{inter}, sendo um resultado já esperado, de modo que a redução do R_{inter} torna a parede mais lisa, permitindo um maior deslocamento relativo entre o solo e a estrutura.

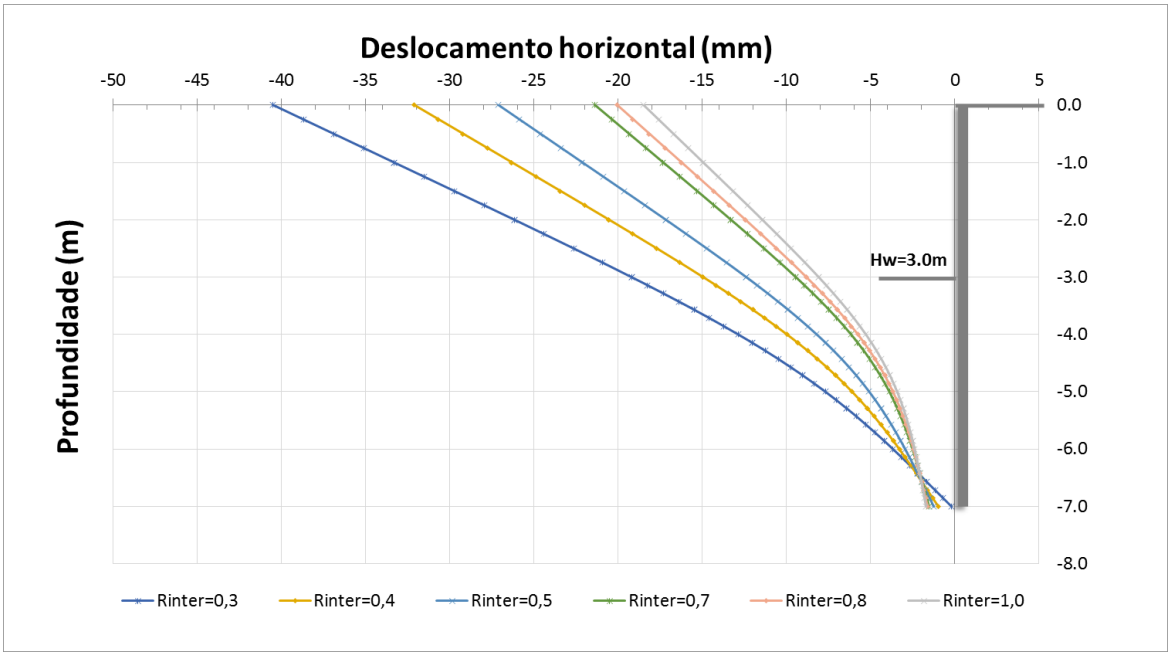


Figura 37 – Deslocamentos horizontais na parede para diferentes valores de R_{inter}.

A distribuição de tensões horizontais na face da parede, Figura 38, obtida nas análises numéricas foi comparada com a distribuição de tensões horizontais estimada pela abordagem de Rankine. Observou-se uma diferença nos resultados obtidos com base nas distintas abordagens. Ou seja, a abordagem de Rankine despreza a mobilização plena da resistência no contato solo-estrutura, embora esta condição raramente aconteça na prática. Assim, é razoável a diferença observada entre as tensões calculadas e as previstas por Rankine.

Outro aspecto importante a ser ressaltado mais adiante é questão relativa à rigidez da estrutura, que também influencia a mobilização das tensões ativas e passivas. Para estruturas mais rígidas são esperados menores deslocamentos horizontais, os quais podem não ser suficiente para mobilização do estado passivo, por exemplo.

As tensões horizontais ativas são mostradas na Figura 38. Observa-se que os valores obtidos numericamente e por Rankine são bastante próximos na metade superior de escavação, até a profundidade de aproximadamente 3,5 m, ligeiramente abaixo do nível do fundo da escavação. Pode-se observar também que os resultados fornecidos pelo programa não são afetados pela variação do R_{inter}. Já na metade inferior, os resultados obtidos numericamente foram superiores aos estimados analiticamente.

Em termos de tensões horizontais passivas, Figura 39, observou-se que as distribuições obtidas numericamente são significativamente distintas da prevista por Rankine, conforme citado anteriormente (em função do R_{inter} e da rigidez da estrutura). Entretanto, pode-se perceber pouca variação dos resultados numéricos (Plaxis) com a variação do R_{inter}. A tendência observada, neste caso, foi de quanto menor o valor de R_{inter} adotado, maior valor de momento máximo previsto numericamente e maior a profundidade de ocorrência do mesmo.

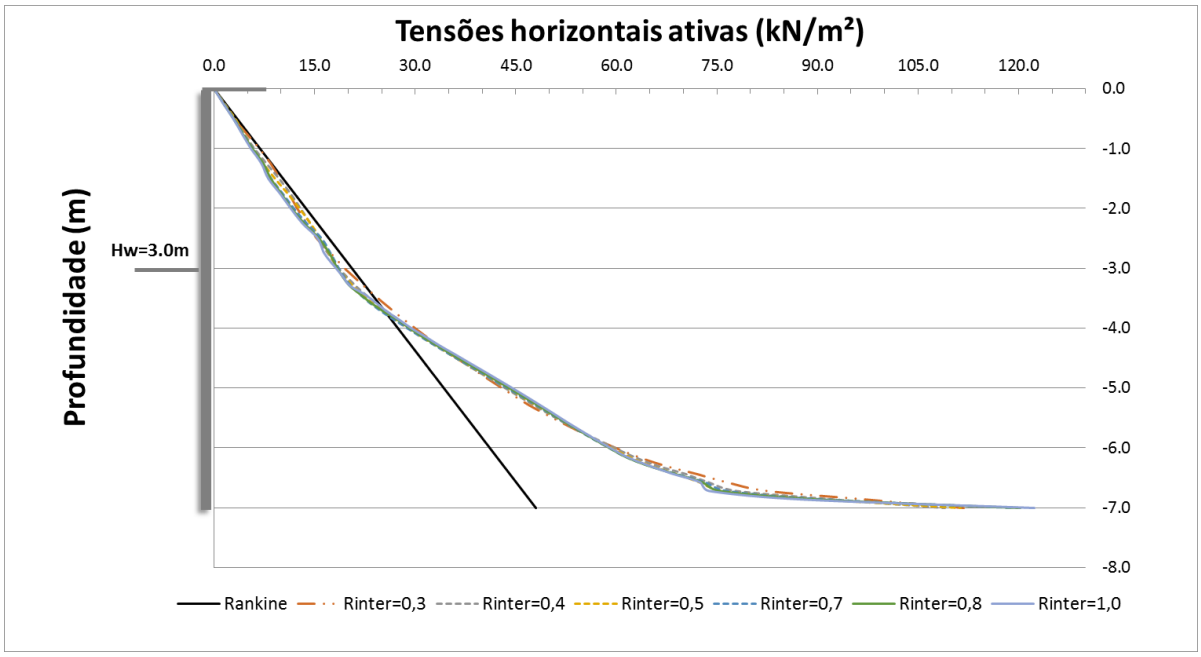


Figura 38 – Tensões horizontais ativas para diferentes valores de R_{inter} e distribuição triangular prevista por Rankine.

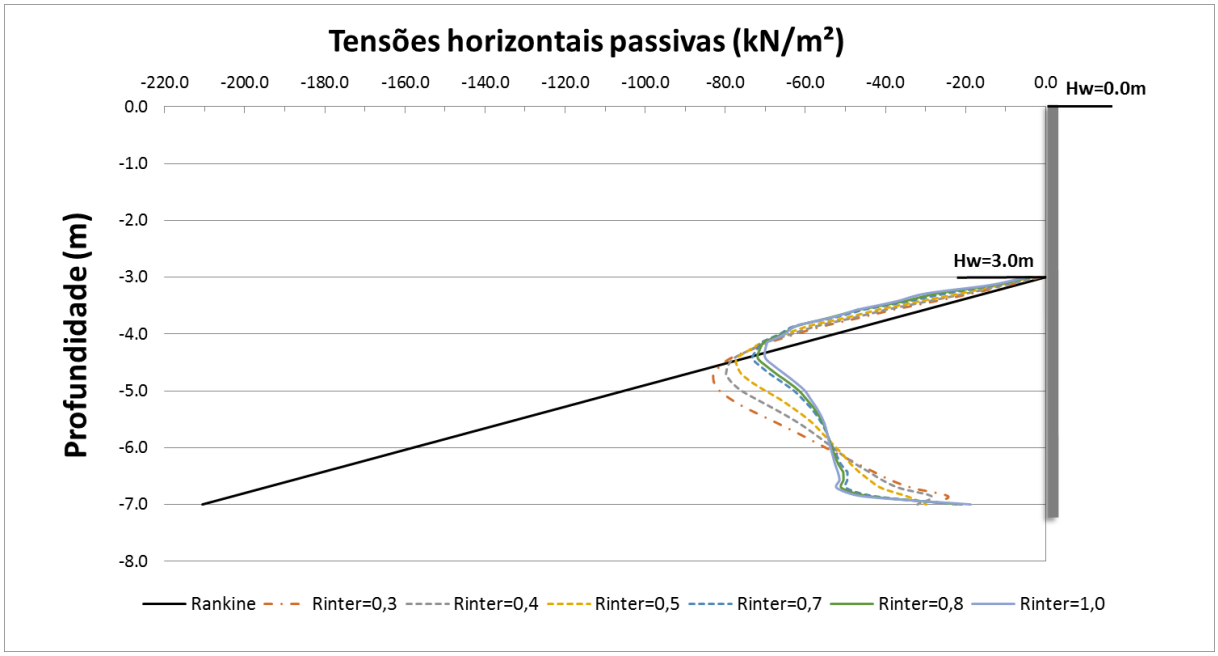


Figura 39 – Tensões horizontais passivas para diferentes valores de R_{inter} e distribuição triangular prevista por Rankine.

4.1.5 Modelagem numérica da escavação em balanço com banqueta

Após a definição dos parâmetros dos materiais envolvidos (solo e parede diafragma), e do valor do parâmetro de interface, foi elaborado o modelo representativo do caso analítico apresentado no capítulo 3. A Figura 40 mostra a geometria adotada no Plaxis 2D com presença de banqueta. Elementos de interface foram adicionados à parede, adotando-se R_{inter}=0,3, conforme apresentado no item anterior como valor mínimo que satisfaz as análises para as diferentes geometrias a serem avaliadas nesta pesquisa, sendo o valor correspondente à parede praticamente lisa.

Na Figura 40 são representadas diferentes geometrias possíveis de banquetas, as quais foram utilizadas nas análises paramétricas. Já a Figura 41 apresenta a malha de elementos finitos utilizada nas análises.

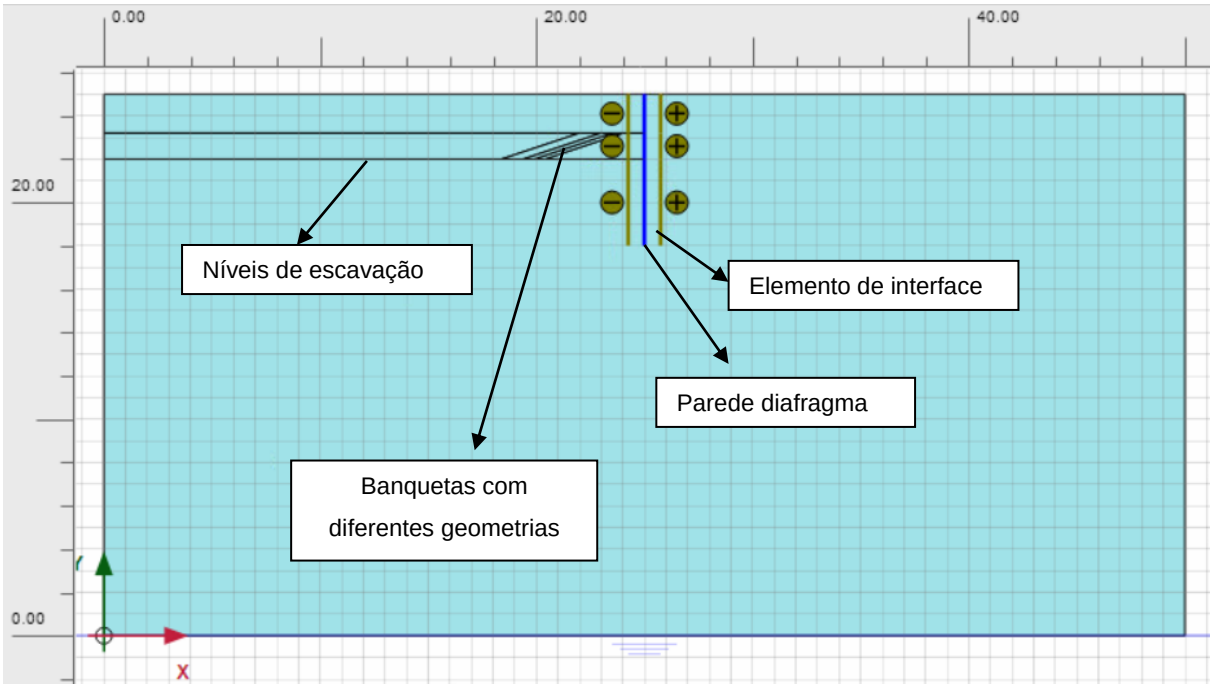


Figura 40 – Geometria de escavação em balanço com banqueta, modelada no Plaxis.

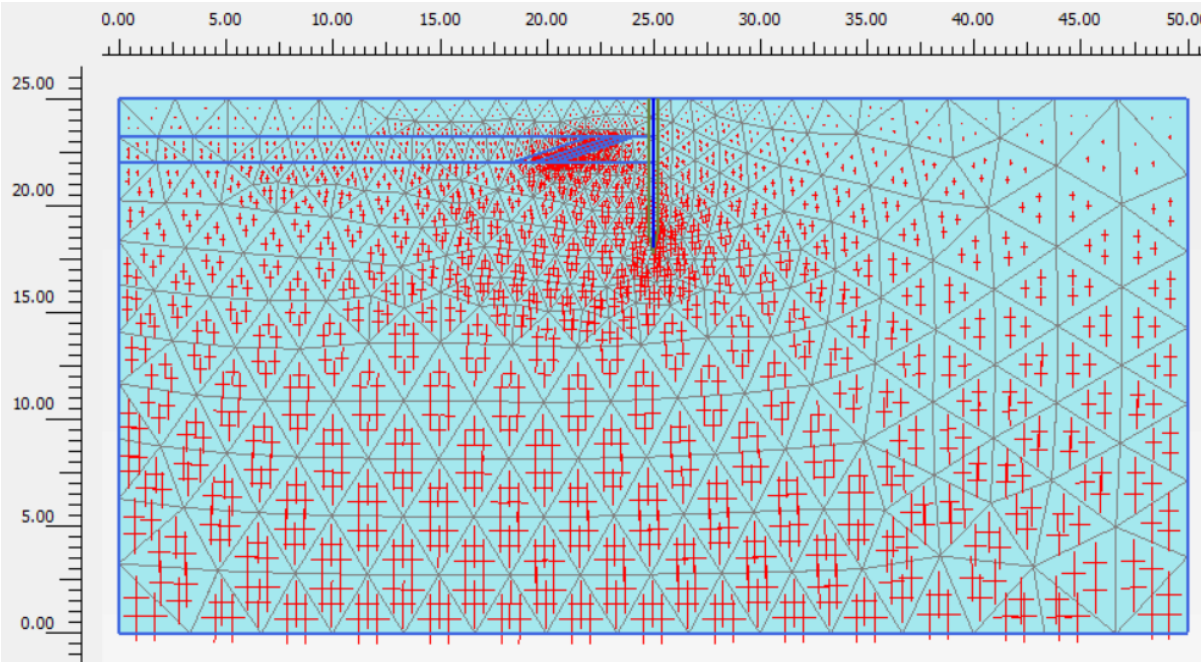


Figura 41 – Malha de elementos finitos gerada pelo programa Plaxis.

A geração de malha de elementos finitos foi realizada automaticamente pelo programa, tendo sido utilizada a opção padrão para o parâmetro de distribuição dos

elementos finitos (refinamento médio) e, tendo sido refinada a malha na proximidade da parede diafragma embutida no solo (ficha), como mostra a Figura 41.

4.2 Análises numéricas – Resultados

Com o objetivo de utilizar o potencial do MEF em análises paramétricas e contribuir para uma análise mais detalhada dos fatores que mais influenciam na utilização da banqueta, foi avaliada a influência de uma série de fatores: (a) parâmetros geotécnicos do maciço e (b) geometria da banqueta (altura, largura, e declividade do talude) na estimativa de:

(i) Empuxos:
(ii) Momentos fletores atuantes na cortina, bem como da profundidade de ocorrência de seu valor máximo;
(iii) Deslocamentos horizontais do topo da cortina e
(iv) Recalque nas adjacências da área escavada.

Cumpre destacar que os deslocamentos horizontais, que estão associados aos movimentos verticais, são essenciais visto que podem influenciar, e até serem responsáveis, pelos danos eventualmente gerados nas construções vizinhas.

Nas análises numéricas, cujos resultados são apresentados a seguir, foi modelada a escavação em balanço com presença de banqueta, conforme descrito em detalhe no item 3.3. Nas modelagens numéricas não são abordadas todas as geometrias possíveis de parede diafragma e de banqueta, descritas no item citado. No entanto, procurou-se definir as geometrias típicas que possibilitassem um melhor entendimento do comportamento da escavação e facilitassem a comparação dos resultados encontrados nas análises com os resultados obtidos analiticamente.

As geometrias das banquetas adotadas na presente pesquisa foram baseadas nas adotadas por Morsi (2003). Deste modo, as características geométricas consideradas nas análises numéricas são:

(i) H_w=altura livre da parede ou profundidade escavada (3 e 5) m,
(ii) m=inclinação da banqueta (2, 3 e 4),

(iii) H_b=altura da banqueta (0,2; 0,4 e 0,6).H_w,

(iv) B_t=largura superior da banqueta (1,0; 2,0 e 3,0) m.

Detalhes da geometria da banqueta e escavação podem ser vistos no detalhe da Figura 42, reproduzido da Figura 27 apresentada anteriormente.

Foi utilizado o modelo constitutivo Hardening Soil para a reprodução do comportamento do solo, de acordo com os parâmetros apresentados na Tabela 18. Para a estrutura de contenção (parede diafragma de diferentes espessuras) foram utilizados os parâmetros apresentados na Tabela 19.

A seguir são apresentados e detalhados os resultados obtidos nas diversas análises numéricas efetuadas para a escavação em balanço com banqueta, conforme esquema já apresentado na Figura 27.

4.2.1 Tensões efetivas horizontais ativas e passivas

As tensões efetivas horizontais ativas e passivas, ao longo da estrutura de contenção, foram estimadas para o caso de escavação em balanço com presença de banqueta, obtendo-se resultados para cada geometria de banqueta adotada.

O principal objetivo da análise em termos das tensões efetivas horizontais é a avaliação do acréscimo de empuxo passivo (ΔE_p) gerado pela presença da banqueta, obtido numericamente. As análises foram realizadas para diferentes geometrias estudadas e os resultados comparados aos obtidos analiticamente. Procurou-se, assim, estabelecer e apresentar uma relação entre os resultados obtidos baseados nas duas análises, sendo que a abordagem numérica contempla a rigidez real da estrutura, a qual é desconsiderada no modelo analítico.

Na Figura 42, observa-se uma diferença entre as tensões estimadas numericamente (Plaxis) e as tensões efetivas horizontais calculadas com base na Teoria de Rankine. De modo a facilitar a comparação, são apresentadas, na figura, as tensões horizontais estimadas analiticamente (Rankine) com e sem a presença de banqueta para 3 geometrias analisadas (Hb=0,6m, Bt=1, 2, 3; e m=3). São apresentados os resultados numéricos para parede de 0,3m de espessura.

Já a Figura 43 mostra as tensões efetivas horizontais ativas para as mesmas geometrias de banqueta consideradas na figura anterior. Podem ser observadas as diferenças nos resultados obtidos com base na abordagem analítica (Rankine) e numericamente (Plaxis).

Finalmente, na Figura 44 observa-se a resultante das tensões horizontais obtidas numericamente (Plaxis). São apresentados os diagramas obtidos sem consideração da banqueta e com a presença da mesma, observa-se que a distribuição é semelhante à provável distribuição de empuxos apresentada na revisão bibliográfica.

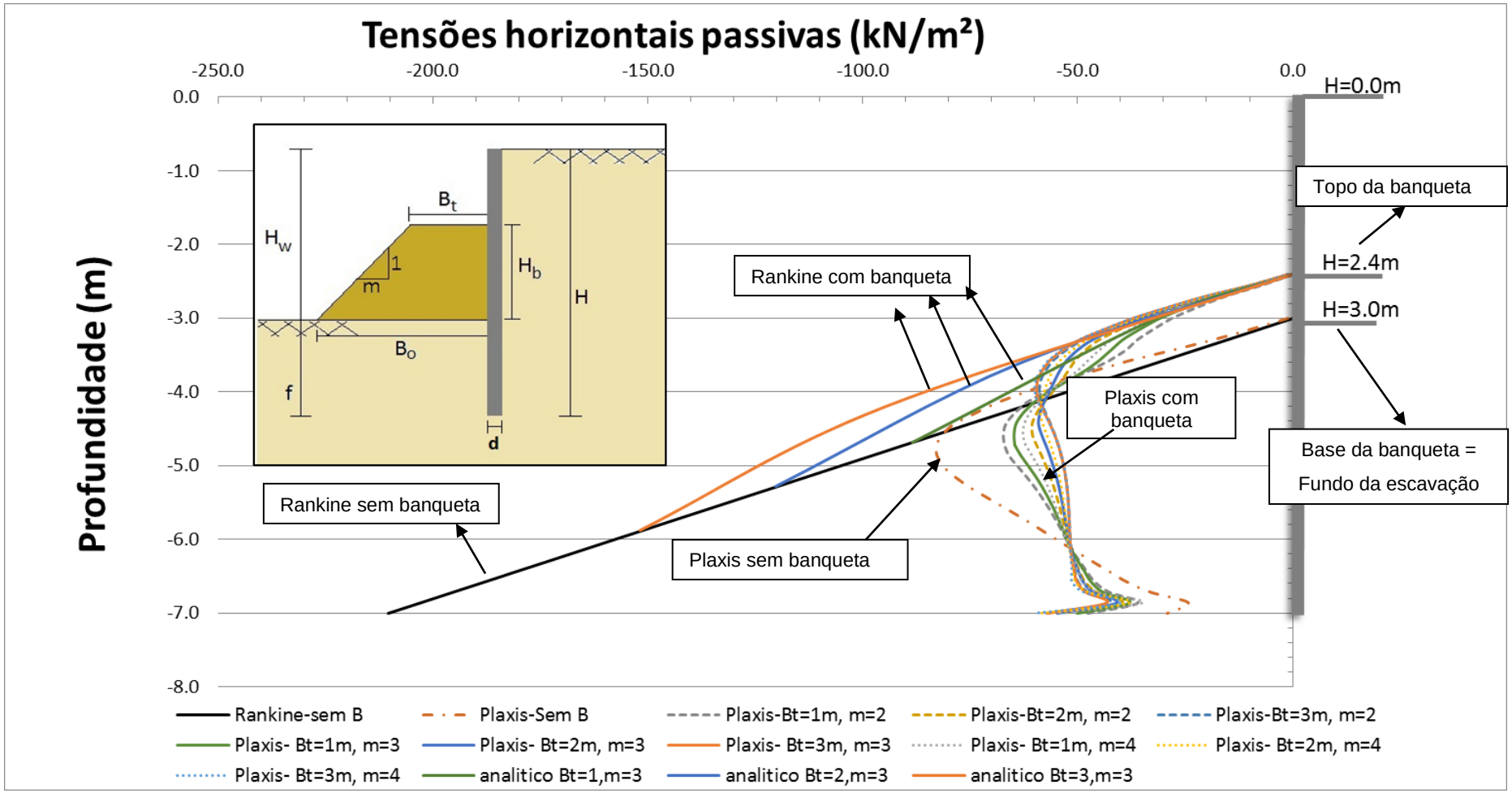


Figura 42 – Tensões efetivas horizontais passivas para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,3m e Hb=0,6m e diversas geometrias de banqueta.

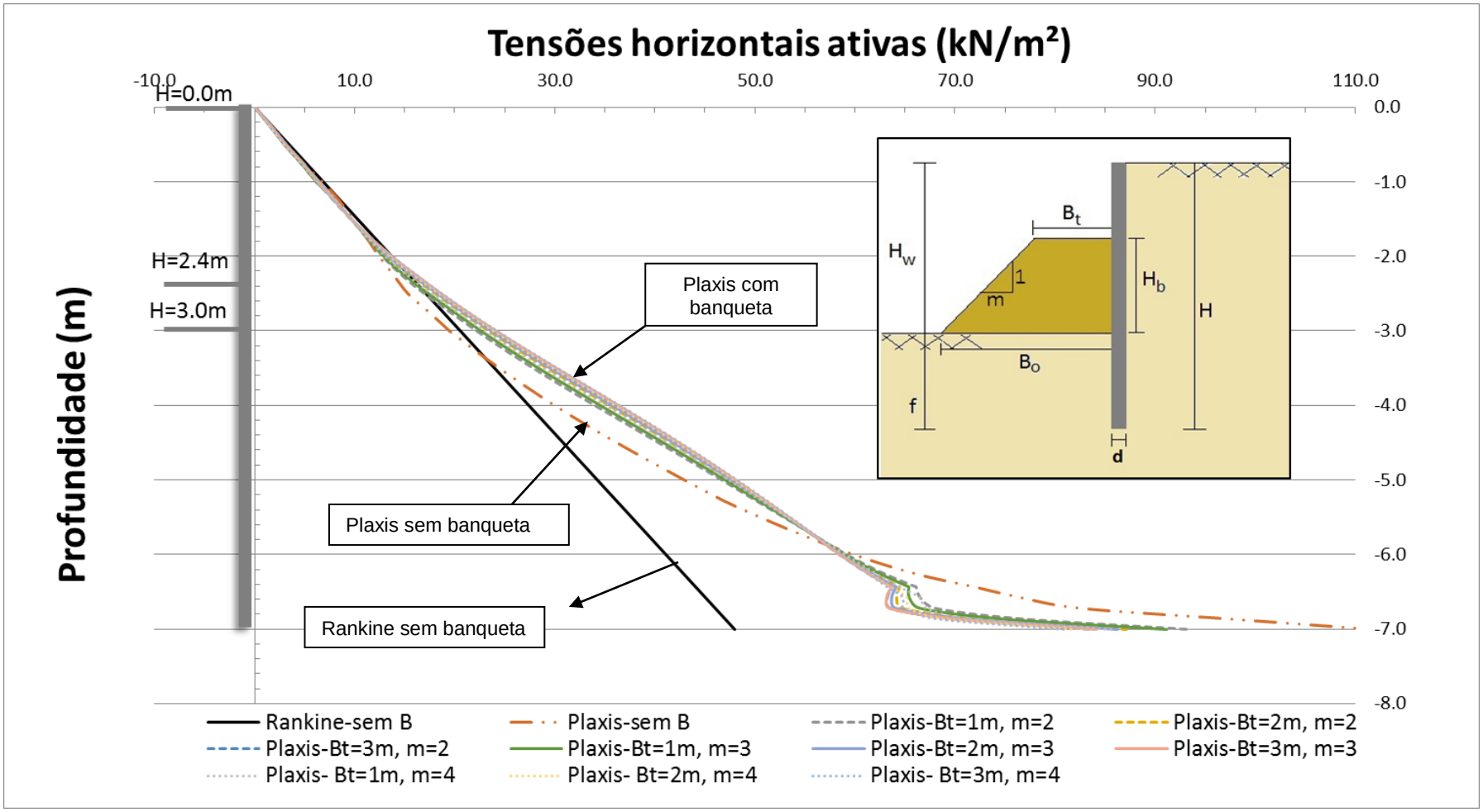


Figura 43 – Tensões efetivas horizontais ativas para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,3m e Hb=0,6m e diversas geometrias de banquetas.

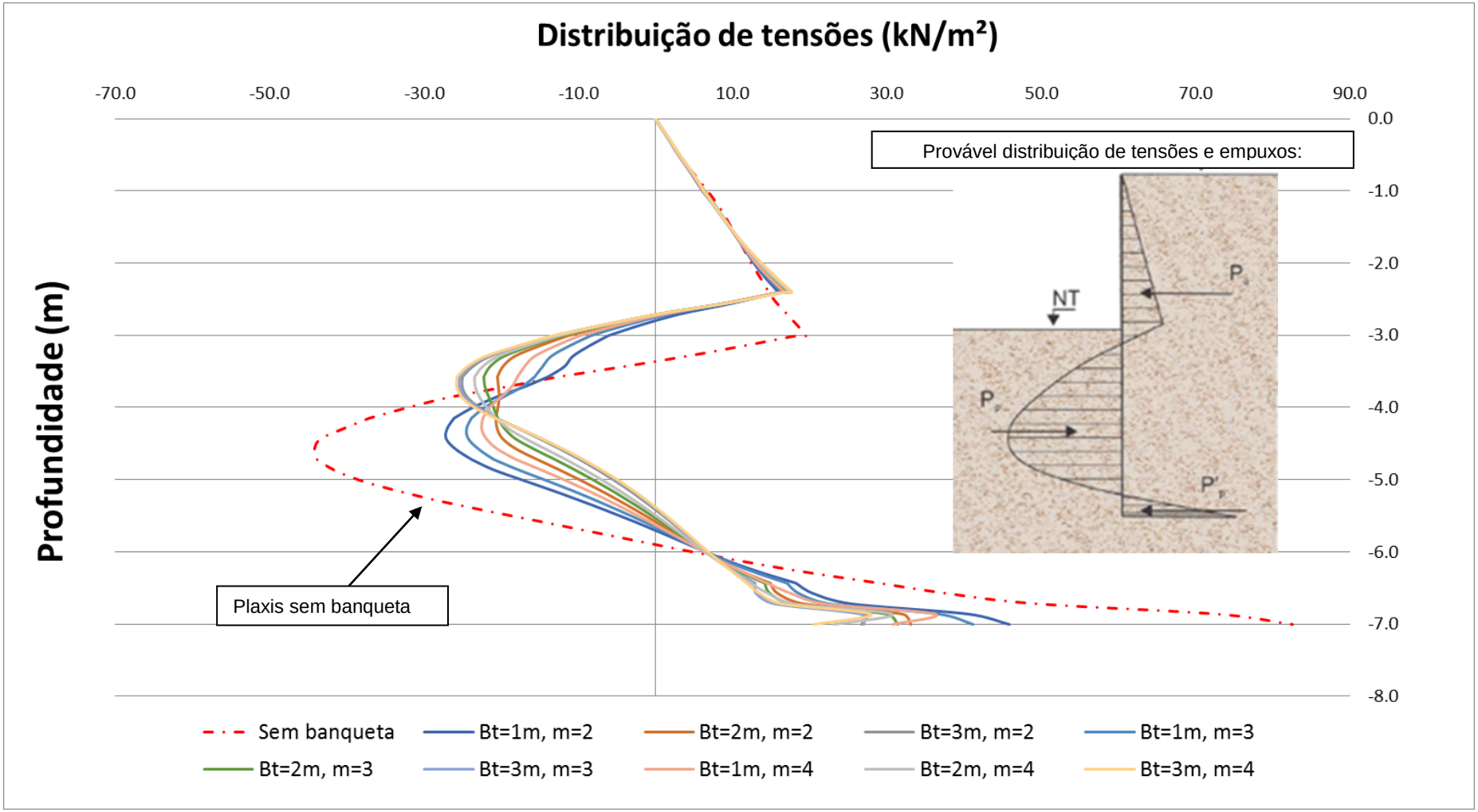


Figura 44 – Distribuição de tensões – Parede de contenção com e sem banqueta, para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,3m e Hb=0,6m.

4.2.2 Momentos fletores máximos

São apresentados na Tabela 21 os momentos fletores máximos obtidos numericamente para uma escavação com profundidade de escavação de H_w=3m, solo com ϕ=28°, estrutura de contenção com diferentes espessuras (d=0,2m; 0,3m; 0,4m) e diferentes geometrias de banquetas.

Em relação aos momentos fletores obtidos numericamente (programa Plaxis 2D), pode-se observar, na Tabela 21, maiores valores obtidos para paredes de contenção, com espessuras de 0,2; 0,3 e 0,4m, sem presença de banqueta, quando comparados aos resultados obtidos nas análises com presença de banqueta de diferentes geometrias. Observa-se, também, que quanto maior altura da banqueta (H_b), mais significativa é a redução dos momentos fletores máximos observados.

Outro aspecto observado é que para uma mesma geometria de banqueta, quando a espessura da estrutura de contenção aumenta o momento fletor máximo também aumenta (Tabela 21). Ou seja, quanto mais rígida a estrutura de contenção, maiores os momentos fletores observados. No entanto, ainda assim, são inferiores aos obtidos para os casos em que há ausência da banqueta. De fato, conforme esperado, a presença da banqueta reduz os momentos atuantes.

Tabela 21 – Momento fletor máximo para Hw=3m de altura livre, ϕ=28°.

H_b (m)	**m (VL:HL)**	**d=0,2m**			**d=0,3m**			**d=0,4m**		
		B_t (m)			**B_t (m)**			**B_t (m)**		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		M max (kN.m/m)			**M max (kN.m/m)**			**M max (kN.m/m)**		
Sem banqueta		**62,05**			**63,64**			**75,84**		
0,6	1 : 2	38,17	32,48	32,48	43,31	38,22	37,64	53,46	47,28	45,23
0,6	1 : 3	35,71	32,46	32,46	40,90	37,68	37,64	52,10	48,45	45,32
0,6	1 : 4	34,05	32,36	32,36	39,42	37,67	37,67	49,15	45,84	45,50
1,2	1 : 2	18,81	15,53	15,28	25,0	20,25	19,67	32,40	26,61	25,02
1,2	1 : 3	16,19	15,43	15,43	21,40	19,72	19,72	28,22	25,32	25,09
1,2	1 : 4	15,61	15,52	15,52	20,31	19,85	19,85	26,61	25,33	25,33
1,8	1 : 2	7,10	5,83	5,78	10,83	8,34	8,20	15,80	12,00	11,43
1,8	1 : 3	6,49	6,49	6,49	8,65	8,65	8,65	12,40	12,18	12,18
1,8	1 : 4	6,59	6,59	6,59	9,06	9,06	9,06	12,28	12,28	12,28

São apresentadas na Figura 45 as distribuições de momento fletor versus profundidade ao longo da estrutura de contenção. Considerou-se ângulo de atrito ϕ=28°, altura escavada de H_w=3m, diferentes geometrias de banqueta e parede de espessuras variáveis. Procurou-se apresentar as figuras na forma de “matriz” para facilitar as comparações e análises.

Observa-se na Figura 45 que o momento fletor para os casos em se considerou mesma altura de banqueta (H_b) e mesma espessura de parede (d), decresce com o aumento da largura superior da banqueta (B_t) (ver, por exemplo, gráfico da primeira linha H_b=0,6m e primeira coluna d=0,2m). Cumpre salientar que o crescimento de B_t se deve à variação da inclinação da banqueta (parâmetro m).

Observa-se também, que há aumento do momento fletor, para mesma altura de banqueta (H_b), com o aumento da espessura da parede, d, (ver primeira linha da “matriz” da Figura 45). Já para uma dada espessura da parede (d), com o aumento da altura da banqueta (H_b) ocorre redução do momento fletor observado (ver, por exemplo, primeira coluna da “matriz” da Figura 45). Além disso, o comportamento das curvas representativas dos momentos fletores muda com a variação da espessura da parede.

Cabe destacar que a profundidade onde ocorre o momento máximo, no caso de não haver a banqueta, não varia praticamente com a espessura da parede. Por outro lado, esta profundidade varia significativamente com a altura da banqueta.

Na sequência são apresentadas as Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 24 em que são apresentados os valores de momento máximo obtidos nas demais análises (H_w=3m, ϕ=32°; H_w=5m, ϕ=28° e 32°), em que foram consideradas as diversas geometrias de banqueta e as várias espessuras de parede. Já os diagramas de momentos fletores são apresentados nas Figura 46, Figura 47 e Figura 48.

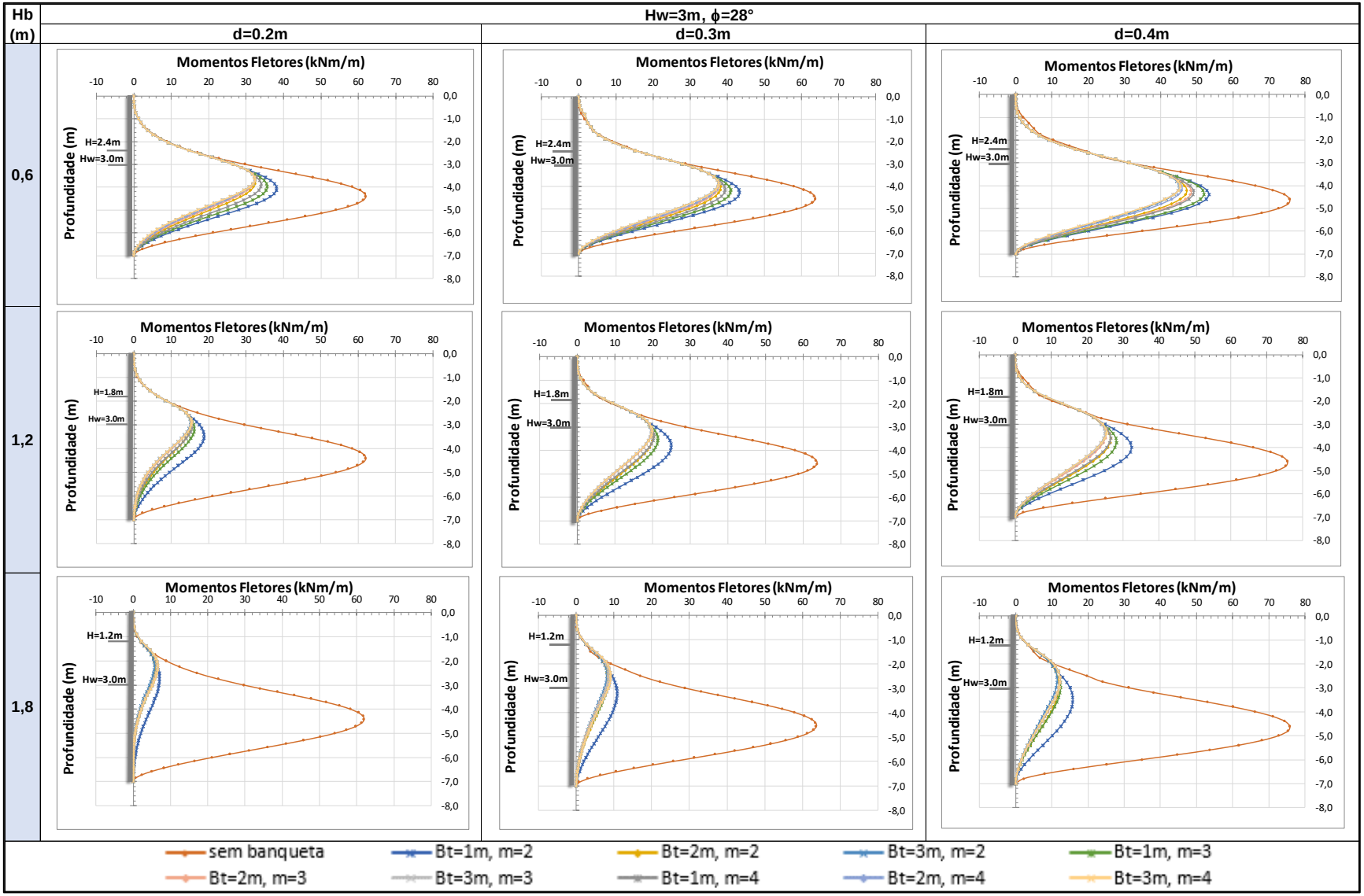


Figura 45 – Distribuição dos Momentos fletores para Hw=3m, ϕ=28°.

Tabela 22 - Momento fletor máximo para Hw=3m de altura livre, ϕ=32°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,2m			d=0,3m			d=0,4m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		M max (kN,m/m)			M max (kN,m/m)			M max (kN,m/m)		
Sem banqueta =>		**45,10**			**47,06**			**60,26**		
0,6	1 : 2	26,26	24,33	24,33	31,03	28,77	28,77	41,27	36,55	36,13
0,6	1 : 3	24,81	24,37	24,37	29,50	28,73	28,73	38,98	36,20	36,04
0,6	1 : 4	24,65	24,38	24,38	29,33	28,71	28,71	38,99	36,11	36,09
1,2	1 : 2	12,41	12,00	12,00	16,81	14,80	14,76	22,90	19,81	19,50
1,2	1 : 3	12,08	12,08	12,08	15,64	15,64	15,64	20,93	20,26	20,26
1,2	1 : 4	12,13	12,13	12,13	15,69	15,69	15,69	20,37	20,37	20,37
1,8	1 : 2	4,65	4,65	4,65	6,91	6,86	6,86	10,35	9,65	9,65
1,8	1 : 3	4,87	4,87	4,86	7,13	7,13	7,13	9,95	9,95	9,95
1,8	1 : 4	5,20	5,20	5,20	7,36	7,36	7,36	10,19	10,19	10,19

Tabela 23 - Momento fletor máximo para Hw=5m de altura livre, ϕ=28°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,3m			d=0,4m			d=0,5m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		M max (kN,m/m)			M max (kN,m/m)			M max (kN,m/m)		
Sem banqueta =>		**297,16**			**292,82**			**296,64**		
1,0	1 : 2	206,79	173,23	149,86	198,96	176,17	160,13	215,51	192,31	173,57
1,0	1 : 3	179,23	155,79	147,23	184,58	166,41	155,73	200,71	182,82	170,46
1,0	1 : 4	172,44	151,79	146,71	172,58	160,36	155,03	190,29	176,61	169,40
2,0	1 : 2	97,96	76,30	67,00	110,28	88,90	76,53	126,96	104,04	88,96
2,0	1 : 3	76,79	67,71	66,09	88,19	77,55	74,08	102,48	90,15	84,96
2,0	1 : 4	70,76	66,25	66,25	80,35	75,21	74,09	93,16	86,77	84,42
3,0	1 : 2	36,70	27,04	23,70	45,97	33,79	28,96	57,71	42,41	35,02
3,0	1 : 3	25,98	23,91	23,91	31,40	28,58	28,58	38,74	34,56	34,56
3,0	1 : 4	24,76	24,29	24,29	29,74	28,76	28,76	36,42	34,65	34,65

Tabela 24 - Momento fletor máximo para Hw=5m de altura livre, ϕ=32°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,3m			d=0,4m			d=0,5m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		M max (kN,m/m)			M max (kN,m/m)			M max (kN,m/m)		
Sem banqueta =>		**210,38**			**217,45**			**223,37**		
1,0	1 : 2	137,59	114,99	108,46	129,37	114,69	215,61	152,74	136,37	126,86
1,0	1 : 3	129,28	108,48	108,48	122,67	114,80	227,01	143,07	129,81	126,57
1,0	1 : 4	118,05	108,03	108,03	118,73	115,10	115,08	136,14	128,18	126,55
2,0	1 : 2	61,99	50,82	49,32	72,01	59,14	55,55	84,75	70,60	64,91
2,0	1 : 3	52,54	49,47	49,47	60,81	55,95	55,81	71,57	65,62	64,59
2,0	1 : 4	50,14	49,67	49,67	57,93	56,21	56,21	68,31	65,28	65,16
3,0	1 : 2	20,96	18,07	18,07	26,71	21,79	21,68	34,81	27,71	26,91
3,0	1 : 3	19,22	19,22	19,22	23,31	23,31	23,31	29,04	28,69	28,69
3,0	1 : 4	19,20	19,20	19,20	23,33	23,33	23,33	28,87	28,87	28,87

Ao se comparar os resultados apresentados nas Figura 46 e Figura 48 percebe-se que com o aumento da profundidade escavada ocorre aumento dos momentos fletores observados.

Ao se comparar os resultados apresentados nas Figura 47 e Figura 48, observa-se que com o aumento do ângulo de atrito, para a mesma profundidade escavada, H_w=5m, ocorre aumento dos momentos fletores observados.

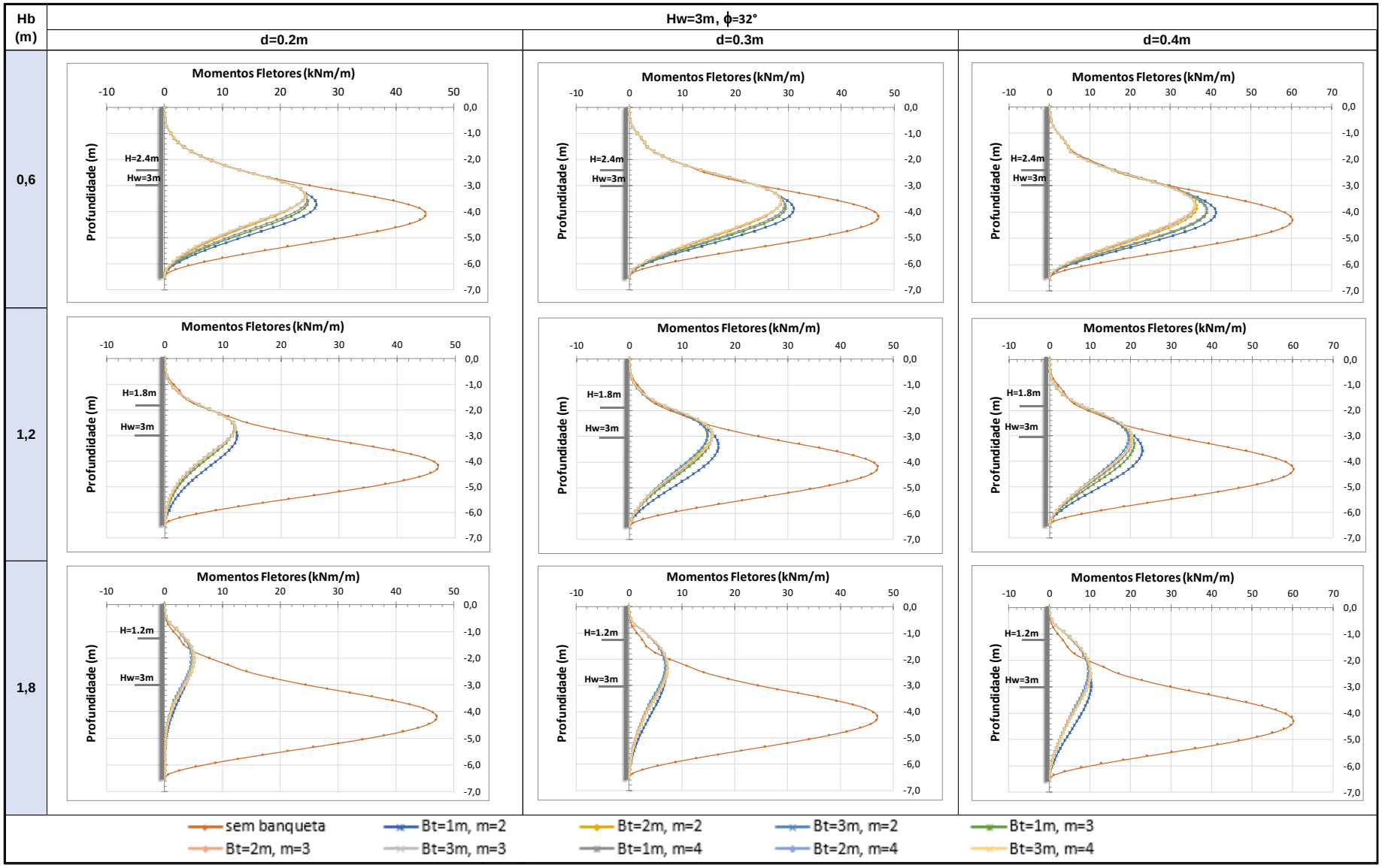


Figura 46 – Distribuição dos Momentos fletores para Hw=3m, ϕ=32°.

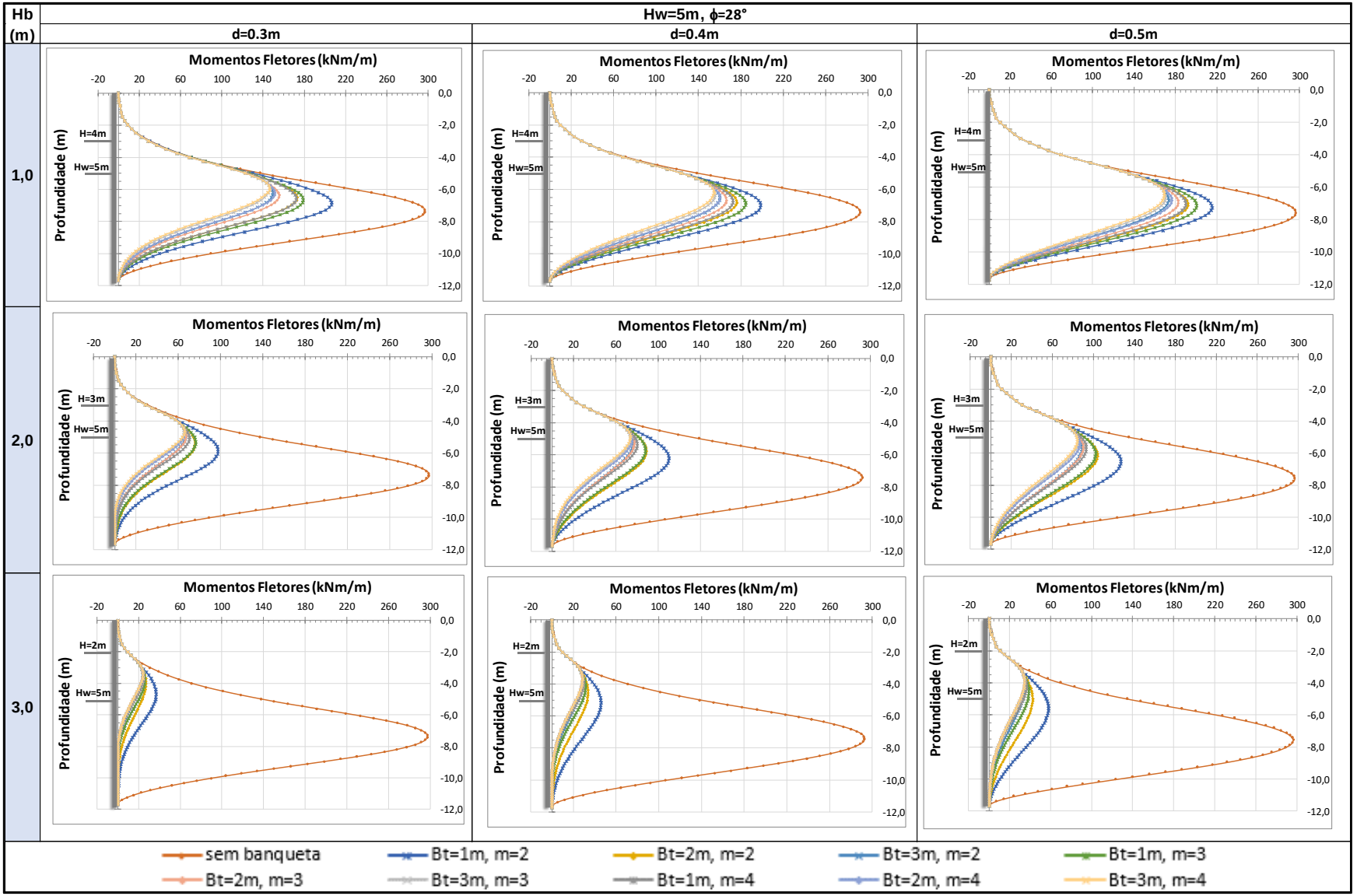


Figura 47 - Momento fletor máximo para Hw=5m, ϕ=28°.

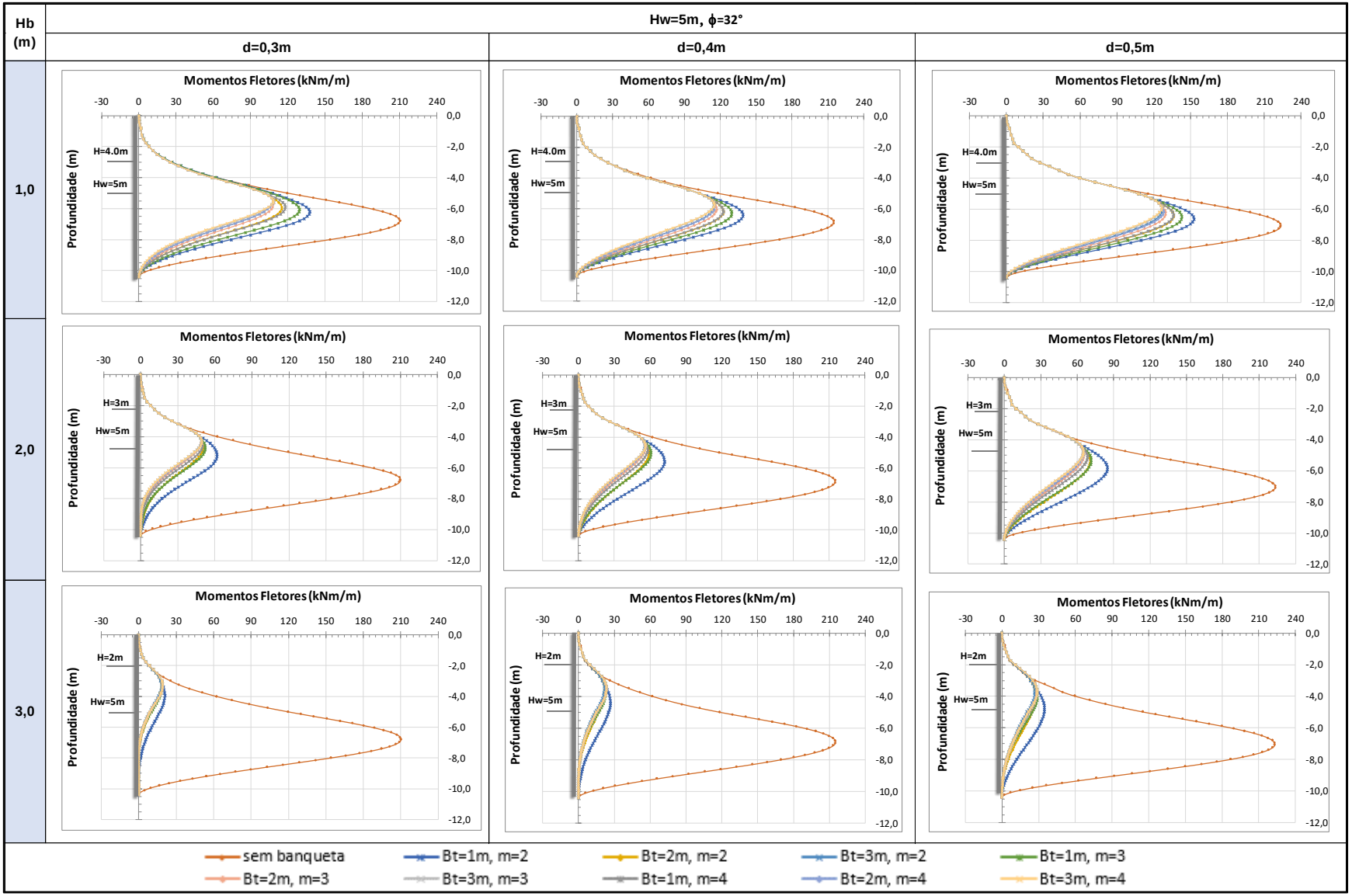


Figura 48 - Momento fletor máximo para Hw=5m, ϕ=32°.

4.2.3 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais ao longo da estrutura de contenção obtidos numericamente são apresentados na Figura 49, os quais se referem à parede com profundidade escavada de H_w=3m e solo com ϕ=28°. Foram analisadas diferentes geometrias de banqueta e paredes com espessuras variáveis.

Para os casos com mesma altura de banqueta (H_b) e mesma espessura de parede (d), observa-se na Figura 49, que o deslocamento horizontal decresce com o aumento da largura superior da banqueta (B_t), sendo o crescimento de B_t em função da variação da inclinação do talude da banqueta (m).

Observa-se, também, uma tendência de redução do deslocamento horizontal, para uma mesma altura de banqueta (H_b), quanto maior a espessura da parede de contenção (d). Exceção é observada para Hw=3m para espessuras de parede de d=0,3m e 0,4m (mostrado nas tabelas) cujos resultados são bastante similares.

Foi observado, também, que com o aumento da altura da banqueta, H_b, ocorreu redução do deslocamento horizontal observado.

Os resultados da modelagem numérica indicam que o deslocamento horizontal máximo ocorre no topo da parede, típico de estruturas de contenção em balanço. Além disso, os deslocamentos horizontais obtidos para parede sem a presença de banqueta são significativamente superiores aos obtidos nos casos em que há presença banqueta.

Os demais casos avaliados apresentam comportamento similar em termos de distribuição do deslocamento horizontal ao longo da parede. Apresentam-se nas tabelas seguintes, os deslocamentos horizontais máximos no topo da parede, previstos para os diferentes casos avaliados, (Hw=3m, 5m; ϕ=28°, 32°; d=0,2m, 0,3m, 0,4m, 0,5m) para as diferentes geometrias consideradas para a banqueta.

Destaca-se, também, que os resultados apresentados na Tabela 25 e Tabela 26, revelam que para uma espessura de parede d=0,3m os deslocamentos são maiores ao serem comparados aos de uma parede de espessura de d=0,4m, tanto sem banqueta quanto com a banqueta, embora a diferença entre os valores observados seja pequena. Considerando-se que os resultados são apresentados em

milímetros (mm), os dados obtidos, nestes casos, poderiam ser considerados idênticos. Este comportamento não foi observado nos resultados das análises efetuadas com altura de escavação de Hw=5m e solo com ϕ=28° e 32°, apresentados na Tabela 27 e Tabela 28, onde as diferenças foram muito mais significativas.

Tabela 25 – Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=3m de altura livre, ϕ=28°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,2m			d=0,3m			d=0,4m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		Ux [mm]			Ux [mm]			Ux [mm]		
Sem banqueta =>		**-66,91**			**-40,51**			**-44,68**		
0,6	1 : 2	-38,65	-31,19	-28,12	-24,67	-20,39	-17,81	-25,19	-20,53	-17,65
0,6	1 : 3	-35,74	-29,84	-27,92	-22,87	-19,44	-17,64	-24,28	-21,64	-17,26
0,6	1 : 4	-33,58	-29,01	-27,77	-21,52	-18,83	-17,52	-22,20	-18,80	-16,91
1,2	1 : 2	-18,64	-13,58	-11,62	-13,68	-10,30	-8,64	-13,83	-10,47	-8,61
1,2	1 : 3	-14,79	-12,05	-11,40	-11,17	-9,08	-8,36	-11,40	-9,12	-8,19
1,2	1 : 4	-13,05	-11,61	-11,30	-9,82	-8,57	-8,20	-9,89	-8,51	-7,98
1,8	1 : 2	-7,58	-5,07	-4,25	-6,80	-4,73	-3,76	-7,41	-5,31	-4,21
1,8	1 : 3	-5,03	-4,37	-4,25	-4,66	-3,74	-3,45	-5,25	-4,18	-3,79
1,8	1 : 4	-4,53	-4,30	-4,26	-3,99	-3,58	-3,45	-4,44	-3,89	-3,68

Tabela 26 - Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=3m de altura livre, ϕ=32°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,2m			d=0,3m			d=0,4m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		Ux [mm]			Ux [mm]			Ux [mm]		
Sem banqueta =>		**-41,55**			**-25,75**			**-29,15**		
0,6	1 : 2	-22,75	-18,75	-17,85	-15,26	-12,60	-11,55	-16,46	-13,17	-11,62
0,6	1 : 3	-21,04	-18,36	-17,84	-14,13	-12,16	-11,49	-15,11	-12,57	-11,44
0,6	1 : 4	-20,27	-18,14	-17,82	-13,60	-11,92	-11,52	-14,62	-12,20	-11,39
1,2	1 : 2	-10,25	-7,91	-7,56	-7,97	-6,08	-4,55	-8,38	-6,39	-5,54
1,2	1 : 3	-8,44	-7,61	-7,49	-6,54	-5,72	-5,51	-6,95	-5,81	-5,47
1,2	1 : 4	-7,95	-7,61	-7,54	-6,11	-5,67	-5,54	-6,26	-5,68	-5,48
1,8	1 : 2	-3,69	-2,76	-2,60	-3,57	-2,57	-2,27	-4,16	-3,00	-2,58
1,8	1 : 3	-2,84	-2,68	-2,64	-2,62	-2,32	-2,23	-3,05	-2,61	-2,44
1,8	1 : 4	-2,87	-2,81	-2,81	-2,47	-2,33	-2,29	-2,78	-2,55	-2,48

Tabela 27 - Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=5m de altura livre, ϕ=28°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,3m			d=0,4m			d=0,5m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		Ux [mm]			Ux [mm]			Ux [mm]		
Sem banqueta =>		**-217,41**			**-120,22**			**-89,89**		
1,0	1 : 2	-142,19	-116,77	-98,85	-78,23	-68,36	-60,99	-60,94	-53,42	-46,87
1,0	1 : 3	-122,23	-103,73	-92,04	-72,16	-63,88	-57,43	-56,19	-50,10	-44,91
1,0	1 : 4	-115,88	-98,61	-88,96	-66,89	-60,40	-55,34	-52,67	-47,50	-43,28
2,0	1 : 2	-64,86	-49,06	-39,39	-43,65	-35,09	-28,66	-35,95	-29,76	-24,77
2,0	1 : 3	-48,08	-39,07	-34,09	-34,13	-28,54	-24,92	-28,84	-24,64	-21,56
2,0	1 : 4	-40,54	-34,90	-32,46	-29,04	-25,58	-23,51	-24,82	-22,11	-20,29
3,0	1 : 2	-25,41	-18,10	-13,66	-20,79	-15,71	-12,09	-19,23	-15,08	-11,96
3,0	1 : 3	-15,23	-12,26	-11,13	-13,25	-10,73	-9,52	-12,89	-10,65	-9,35
3,0	1 : 4	-12,62	-11,12	-10,70	-10,90	-9,50	-8,96	-10,66	-9,35	-8,71

Tabela 28 - Deslocamento horizontal no topo da parede, para H_w=5m de altura livre, ϕ=32°.

H_b (m)	m (VL:HL)	d=0,3m			d=0,4m			d=0,5m		
		B_t (m)			B_t (m)			B_t (m)		
		1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
		Ux [mm]			Ux [mm]			Ux [mm]		
Sem banqueta =>		**-132,76**			**-81,68**			**-66,86**		
1,0	1 : 2	-80,77	-65,62	-57,16	-48,71	-41,79	-36,91	-40,40	-34,77	-30,27
1,0	1 : 3	-75,04	-59,99	-54,93	-44,65	-38,83	-35,12	-36,98	-32,15	-28,89
1,0	1 : 4	-66,55	-57,06	-53,61	-41,32	-36,98	-34,50	-34,29	-30,66	-28,05
2,0	1 : 2	-35,07	-26,55	-22,08	-25,19	-19,90	-16,66	-21,82	-17,77	-14,99
2,0	1 : 3	-26,74	-22,16	-20,72	-19,86	-16,81	-15,41	-17,49	-15,02	-13,63
2,0	1 : 4	-23,47	-21,13	-20,41	-17,47	-15,80	-15,09	-15,47	-13,99	-13,22
3,0	1 : 2	-12,33	-8,76	-7,43	-10,86	-8,08	-6,64	-10,70	-8,23	-6,76
3,0	1 : 3	-8,27	-7,33	-7,09	-7,49	-6,45	-6,07	-7,57	-6,47	-6,01
3,0	1 : 4	-7,46	-7,09	-6,96	-6,58	-6,10	-5,89	-6,61	-6,05	-5,78

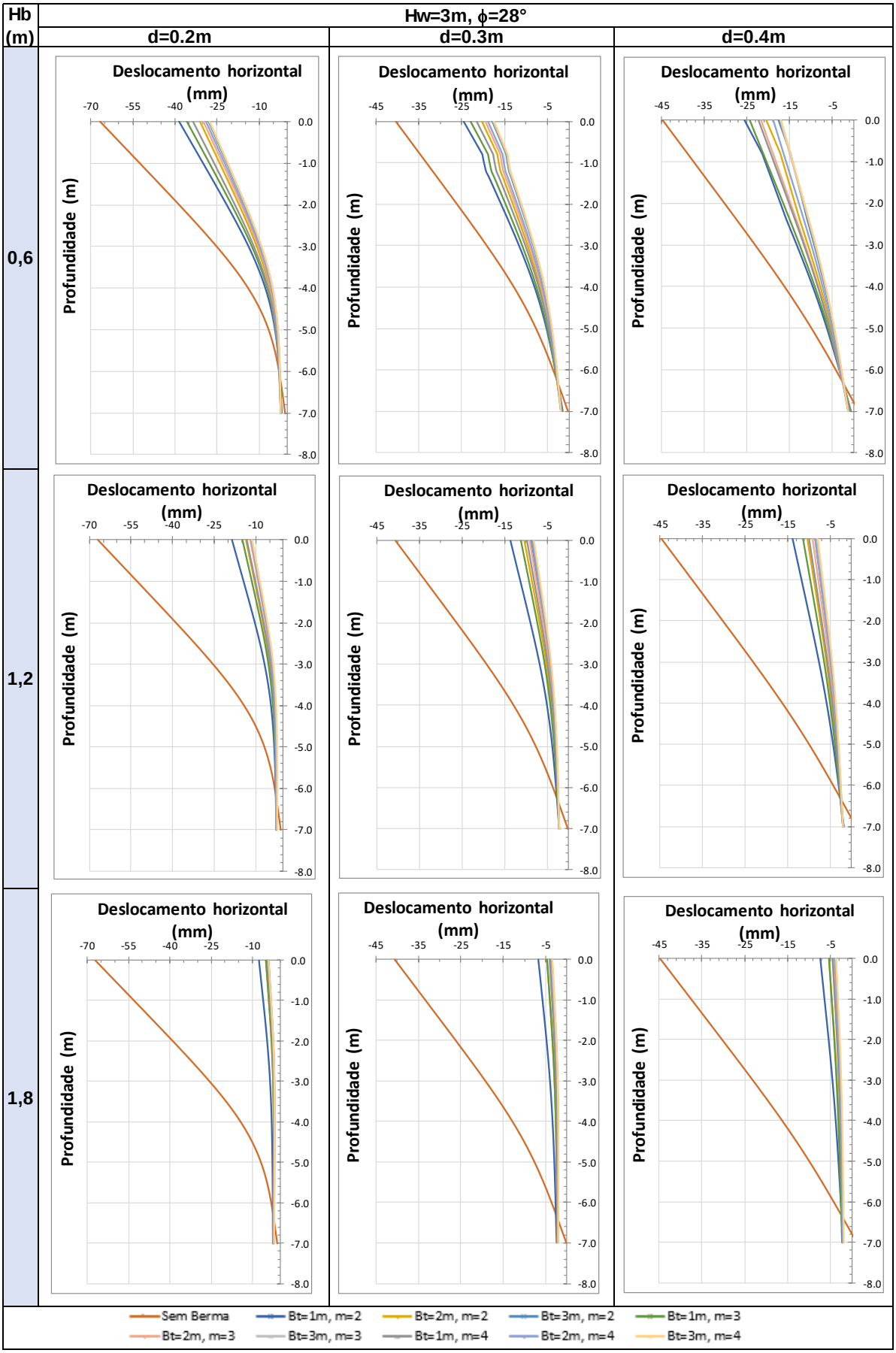


Figura 49 - Deslocamento horizontal ao longo da parede, para H_w=3m de altura livre, ϕ=28°.

4.2.4 Análise dos deslocamentos na superfície do terreno induzidos pela escavação (recalques)

Com base na modelagem numérica das cortinas com espessuras variáveis possível avaliar a influência da rigidez da cortina nos empuxos, momentos fletores, deslocamentos horizontais e recalques das construções vizinhas. Estes aspectos são importantes, e estão relacionados à maior ou menor interação entre o maciço de solo escavado e a estrutura.

A distribuição dos recalques nos vizinhos prevista numericamente em função da distância à face da escavação está apresentada na Figura 50, para uma profundidade escavada de H_W=3m e solo com ϕ=28°. Foram consideradas as diferentes geometrias de banqueta e as diversas espessuras de parede de contenção utilizadas nas análises anteriores.

Os resultados, baseados nas análises efetuadas pelo programa Plaxis, indicam valores de recalque para os casos sem banqueta muito maiores que os observados para as situações em que se considerou a presença de banqueta.

Na Figura 50, pode-se observar que para uma mesma altura de banqueta (H_b) e uma dada espessura de parede (d) os recalques decrescem em função do aumento da largura superior da banqueta (B_t). Também se pode observar que para uma dada altura da banqueta o recalque reduz com o aumento da espessura da estrutura de contenção. Percebe-se que para maiores alturas da banqueta e maiores espessuras de parede, o recalque, também, reduz.

Cabe destacar que o formato dos perfis de recalque obtido com base nas análises numéricas (Plaxis) apresentou traçados coerentes com o esperado para escavação em balanço (tipo spandrel), para a qual os valores máximos de recalque são localizados próximos à parede.

As Figura 51 e Figura 52 apresentam os perfis de recalques adjacentes à área escavada em função da distância da borda da escavação. Tais perfis foram obtidos a partir de métodos empíricos de (Peck, 1969) e foram comparados com a distribuição de recalques obtidas nas análises numéricas. A comparação é apresentada para os casos de profundidade escavada de H_w=3m e 5m, espessura

de parede de d=0,3m e 0,4m e para solos com ângulo de atrito de ϕ=28° (Figura 51) e ϕ=32° (Figura 52).

Nas figuras, observa-se que para profundidade escavada de H_w=3m os valores de recalque obtidos, em função da distância de escavação, se concentram na faixa I do perfil, que corresponde a solos arenosos. Observa-se que os recalques são menores para H_w=3m, obtendo-se uma maior concentração dos recalques na faixa I neste caso, em comparação com os valores obtidos para Hw=5m.

Cumpre salientar que Peck (1969) destaca que os recalques dependem não apenas das propriedades do solo e das dimensões da escavação, visto que os procedimentos utilizados na escavação (e no escoramento) e a qualidade dos serviços executados também afetam o desempenho da escavação. Este autor caracterizou as três zonas distintas (item 1.6.1), conforme pode ser observado na Figura 51 e Figura 52.

Também se apresenta a seguir (Figura 53 e Figura 54), a relação entre o recalque superficial máximo e a máxima movimentação lateral, avaliados para as diferentes profundidades escavadas (H_w) e comparados para as diferentes espessuras de parede (d). Os resultados são apresentados para solos com ângulo de atrito de ϕ=28° (Figura 53) e ϕ=32° (Figura 54).

Observa-se na Figura 53, que os deslocamentos, em geral, estão na faixa de $\delta h=\delta v$ e $\delta v=0{,}75\delta h$, sendo mais próximos à reta correspondente a $\delta h=\delta v$. No gráfico correspondente ao caso de profundidade escavada de Hw=3m e espessura de parede d=0,4m, o deslocamento vertical descendente (recalque) tende a ser maior que o deslocamento horizontal ($\delta h<\delta v$) para altura da banqueta Hb=1,8m, nos demais gráficos se observa a mesma tendência para Hb máximo.

Na Figura 54, se observa comportamento similar ao observado na figura anterior.

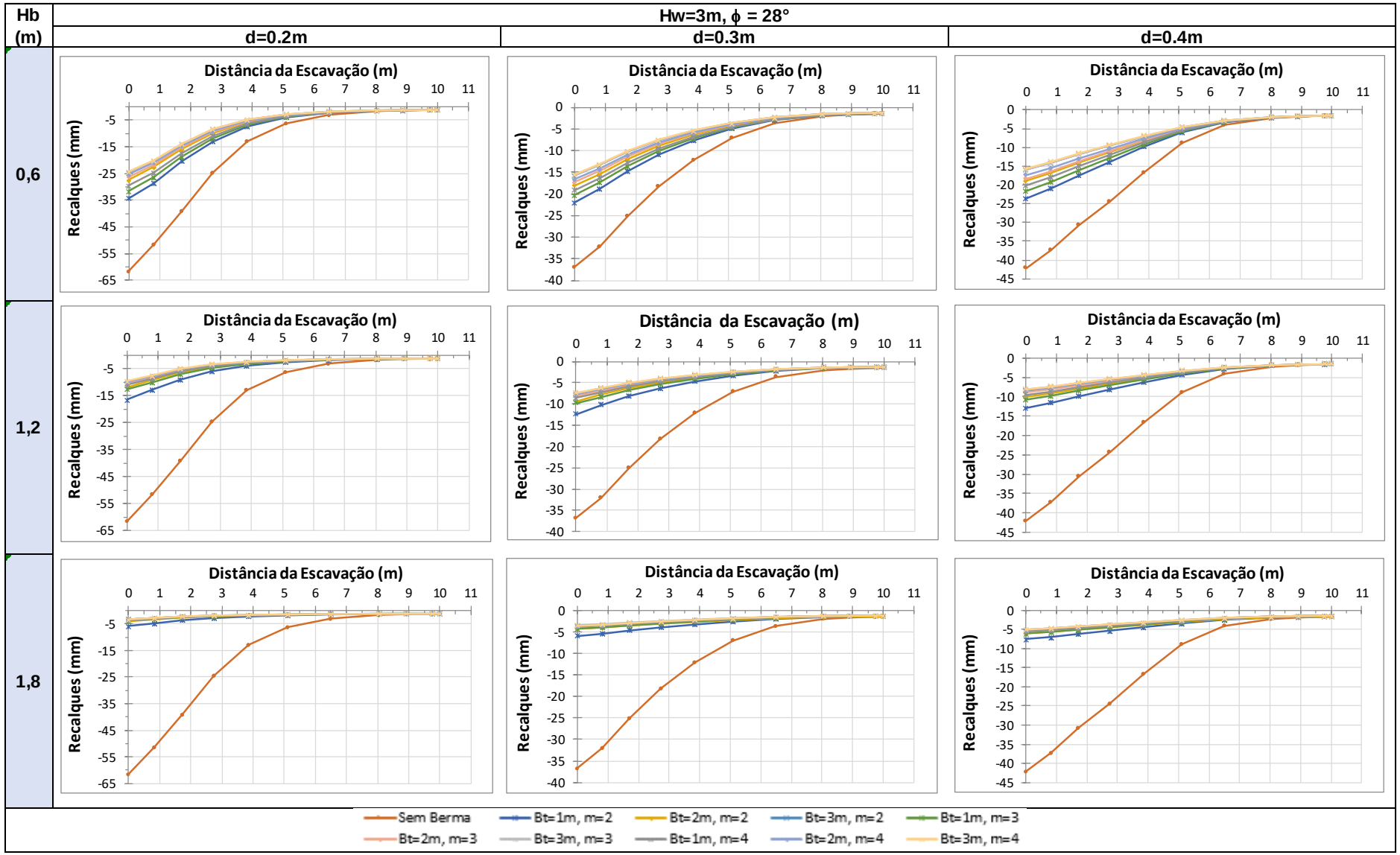


Figura 50 – Gráficos Distancia da escavação versus Recalque para H_w=3m de altura livre, ϕ=28°.

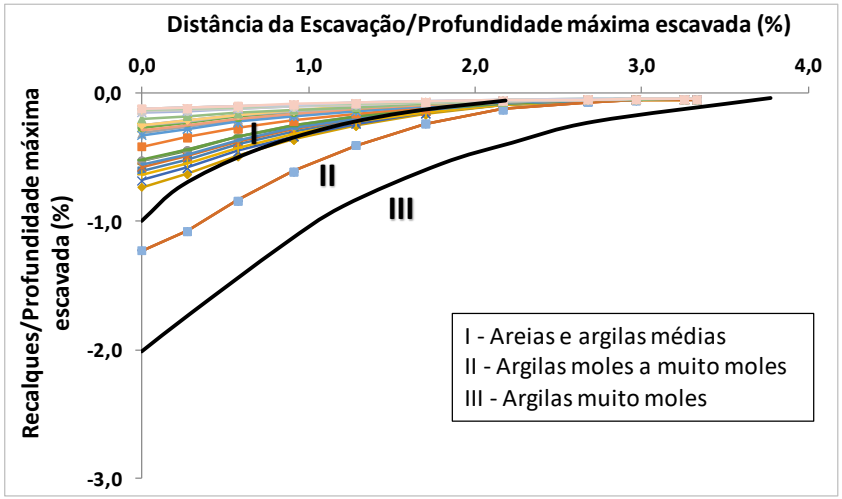
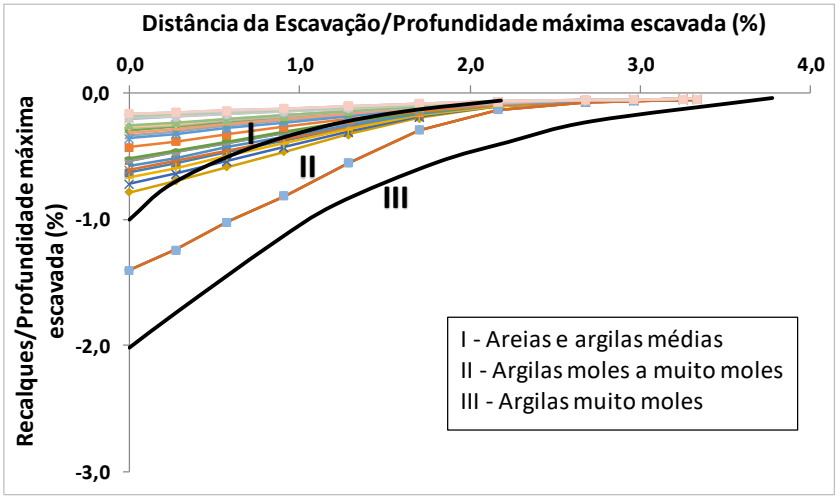
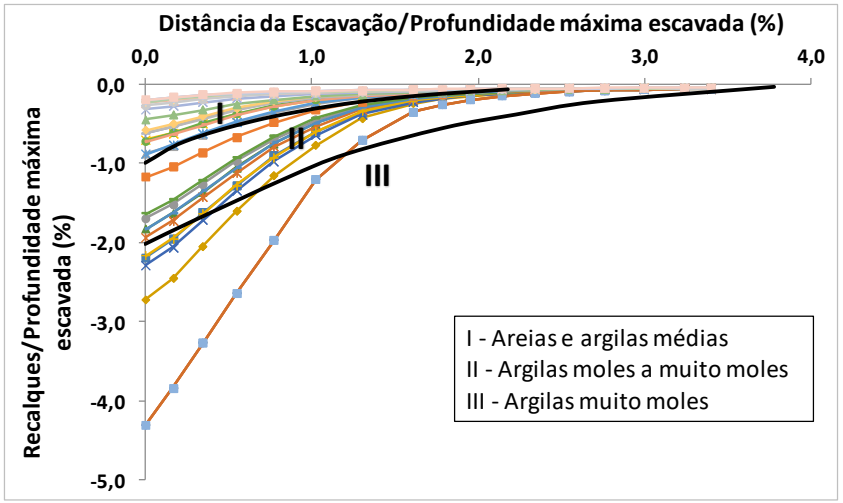
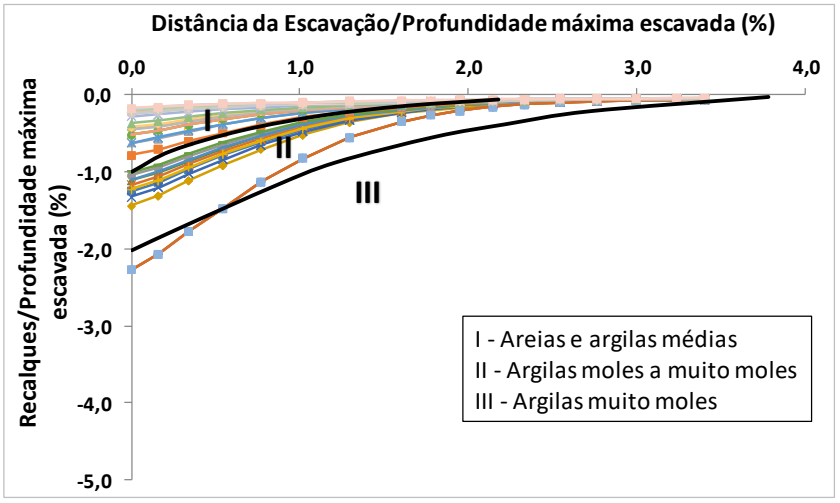
Hw (m)	Hb (m)	ϕ=28°	
		d=0.3m	d=0.4m
3	1.8m 1.2m 0.6m		
5	3.0m 2.0m 1.0m		

Figura 51 – Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=28°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m.

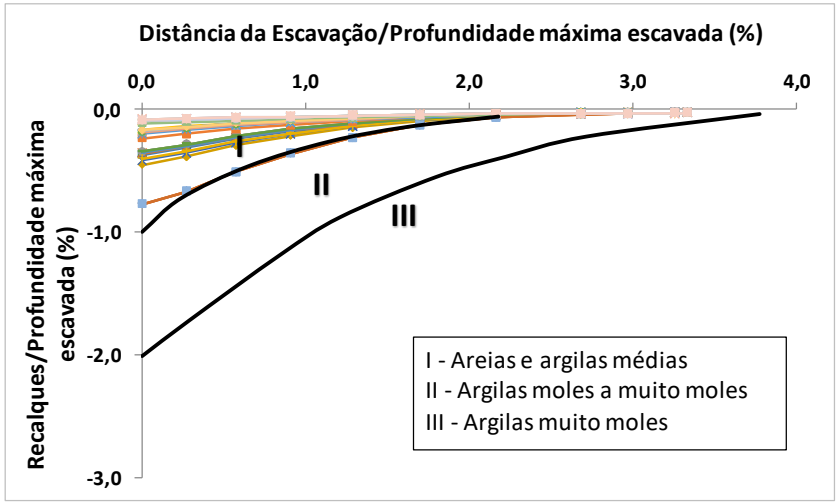
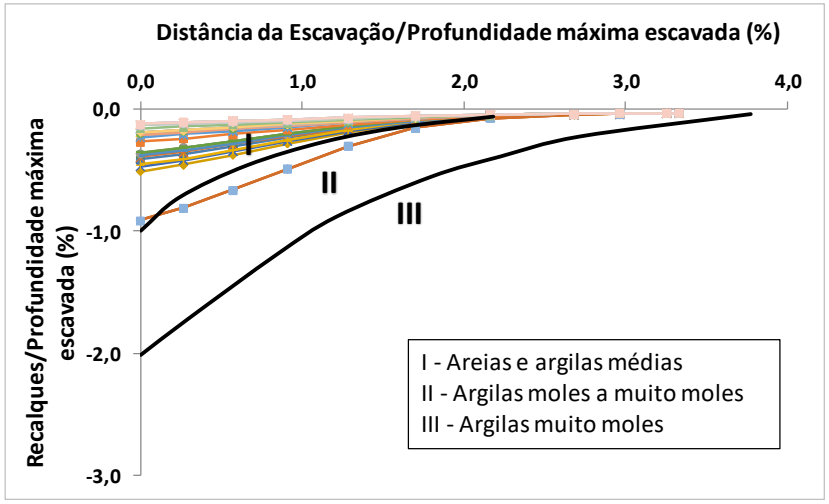
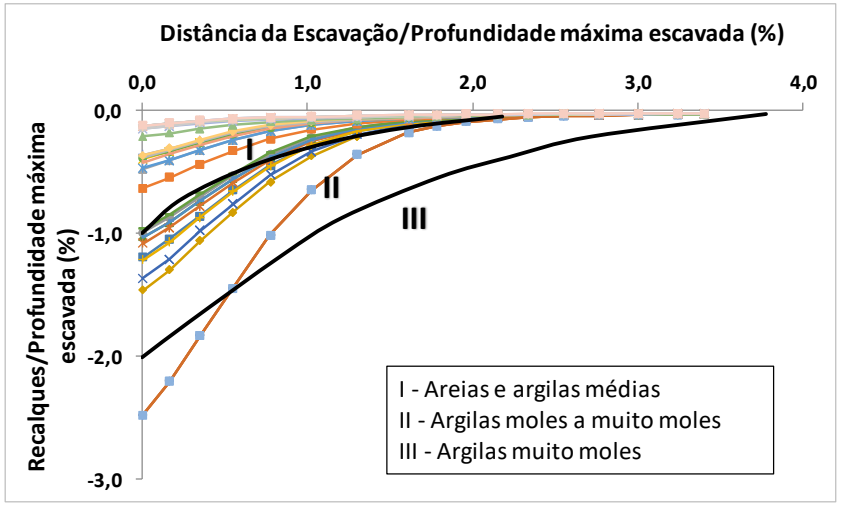
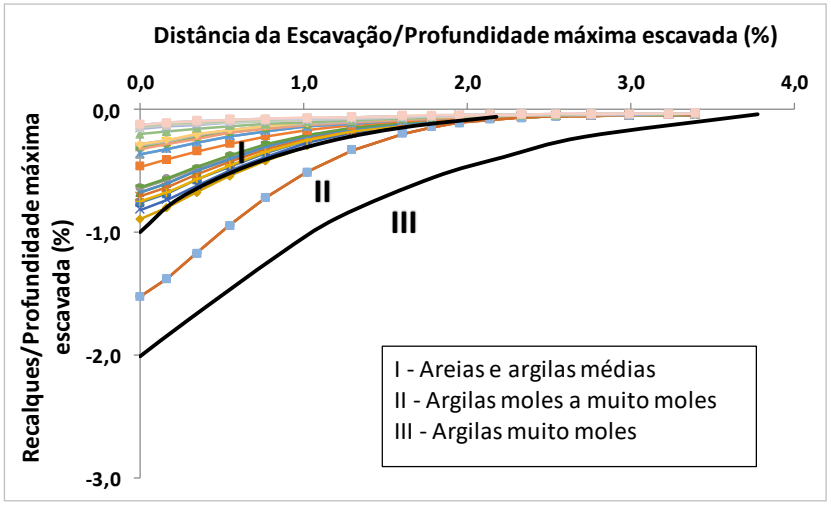
Hw (m)	Hb (m)	ϕ=32°	
		d=0.3m	d=0.4m
3	1.8m 1.2m 0.6m		
5	3.0m 2.0m 1.0m		

Figura 52 - Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=32°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m.

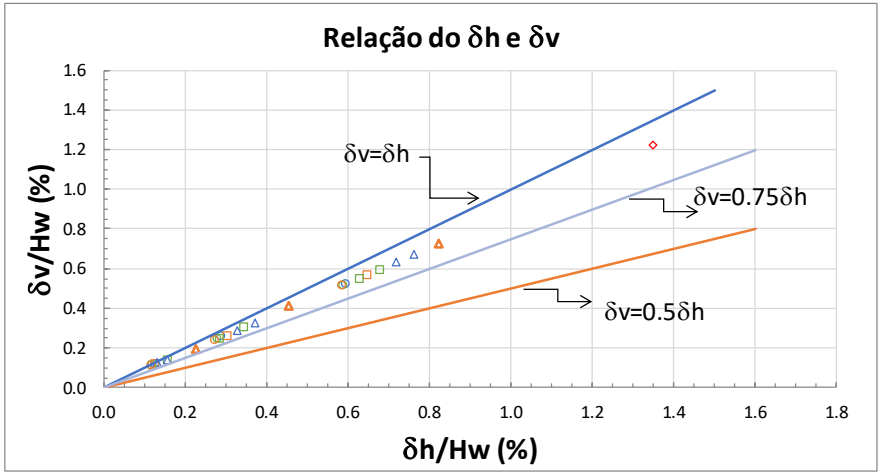
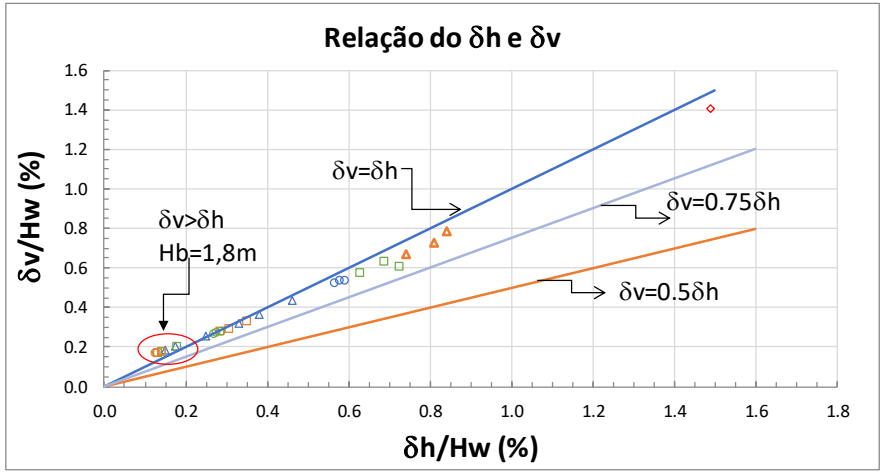
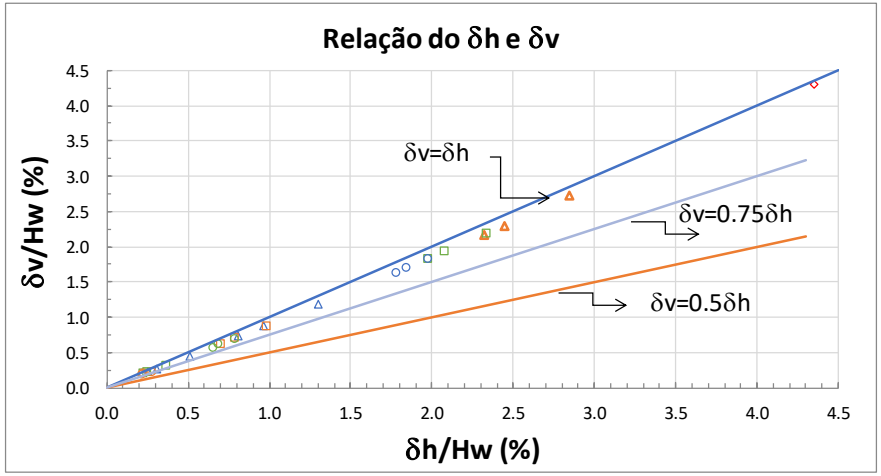
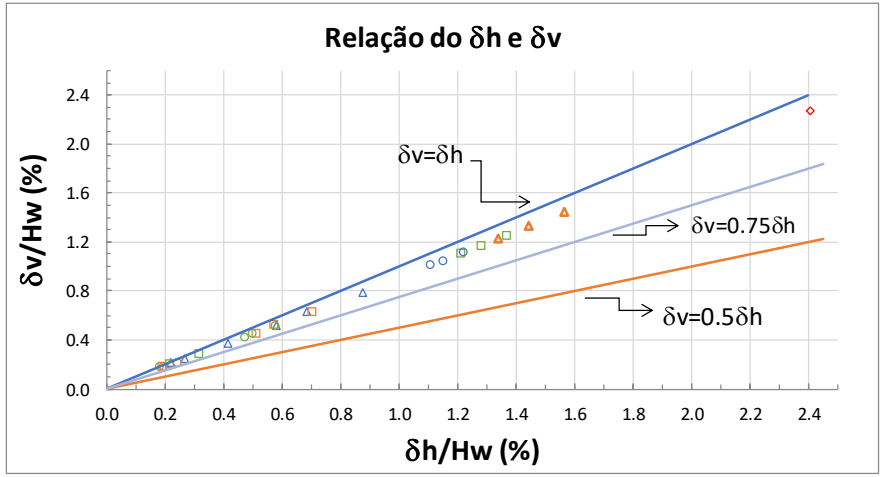
Hw (m)	ϕ=28°	
	d=0.3m	d=0.4m
3		
5		

Figura 53 – Relação entre o máximo deslocamento horizontal da parede de contenção e o recalque superficial máximo, para ϕ=28°, Hw=3m, 5m e d=0,3m; 0,4m.

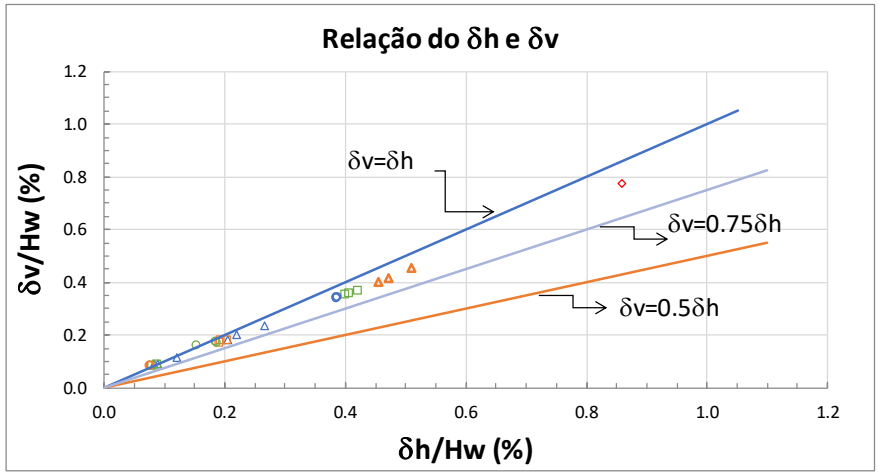
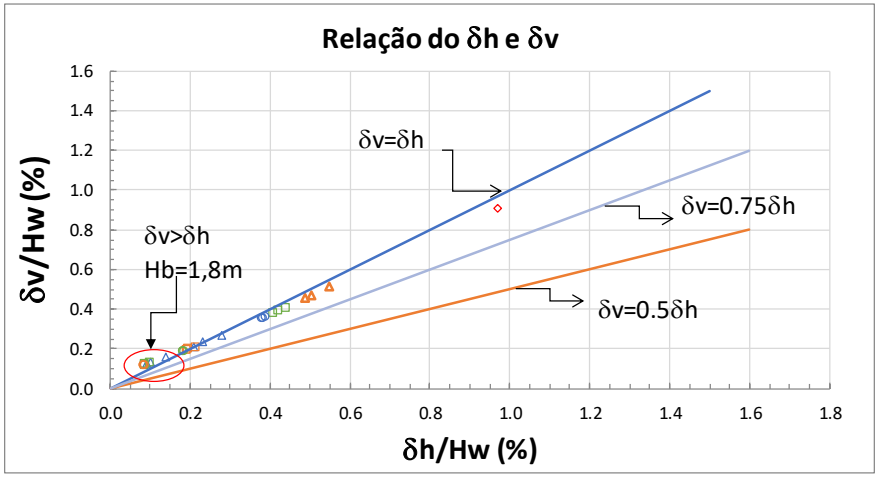
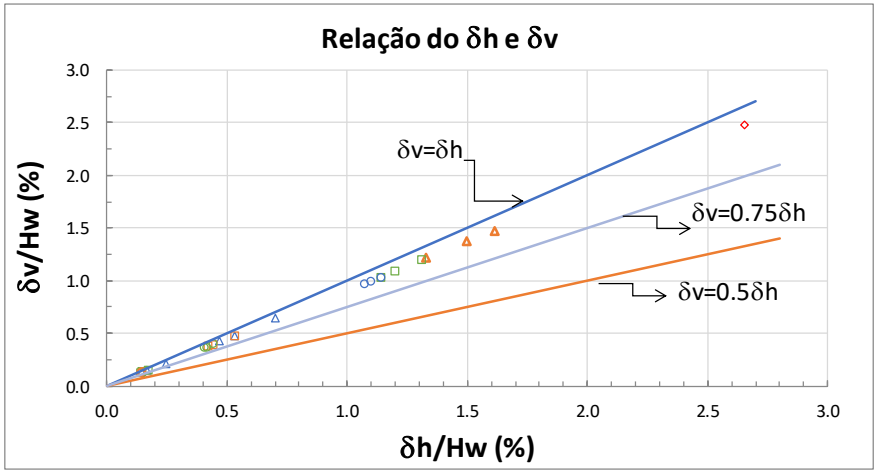
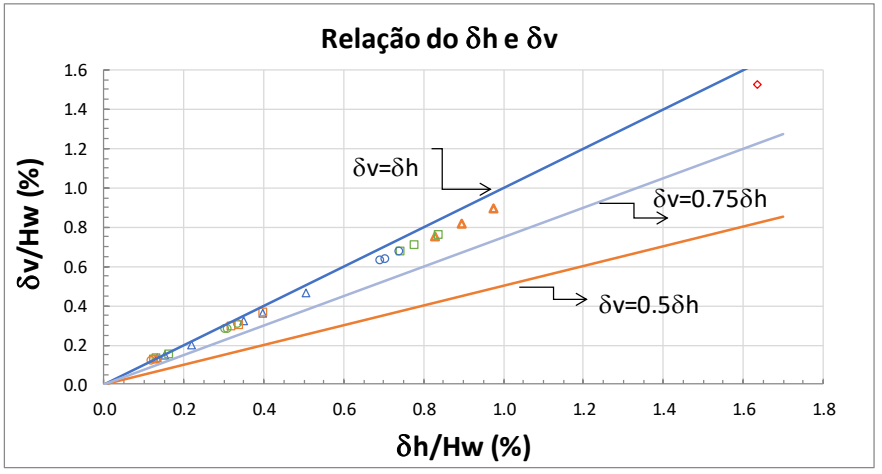
Hw (m)	ϕ=32°	
	d=0.3m	d=0.4m
3		
5		

Figura 54 - Relação entre o maximo deslocamento horizontal da paredede contenção e o recalque superficial maximo, para ϕ=32°, Hw=3m, 5m e d=0,3m; 0,4m.

4.2.5 Recalques admissíveis, distorção angular (β)

Com base nas análises numéricas foi procedida também uma verificação da influência da banqueta na redução da distorção angular, que de acordo com a Figura 17.

Para tal, procedeu-se da seguinte forma: fixada uma altura e inclinação de banqueta, para a escavação total de 3m, variou-se a sua largura e foram calculadas as distorções angulares em verticais afastadas de 3m entre si, a partir de um valor d de afastamento da cortina. Inicialmente, as distorções foram calculadas para o recalque na vertical da face da cortina e com um afastamento de 3m desta vertical, para diferentes larguras de banqueta. Em seguida, as distorções foram calculadas com base nos recalques das verticais situadas a 1m e 4m da face da cortina. Em prosseguimento a esta, as distorções foram calculadas com base nos recalques das verticais distantes de 2m e 5m da face da cortina, e assim sucessivamente. Observou-se que, para a situação analisada, as distorções calculadas com afastamento de 5m (ou seja, verticais afastadas de 5m a 8m da face) já implicavam em pequenos valores, sem maiores patologias às construções vizinhas.

Nas figuras que se seguem, para cada altura e inclinação de banqueta, os gráficos indicam que as distorções reduzem bastante com a distância da seção considerada à cortina e com o aumento da largura da banqueta.

A autora procurou indicar também, na Figura 55, Figura 56 e Figura 57, os limites da Figura 17 quanto ao início de patologias nas paredes de alvenaria, distorção de 1/300, e nas peças estruturais, 1/150, início do comprometimento da estrutura.

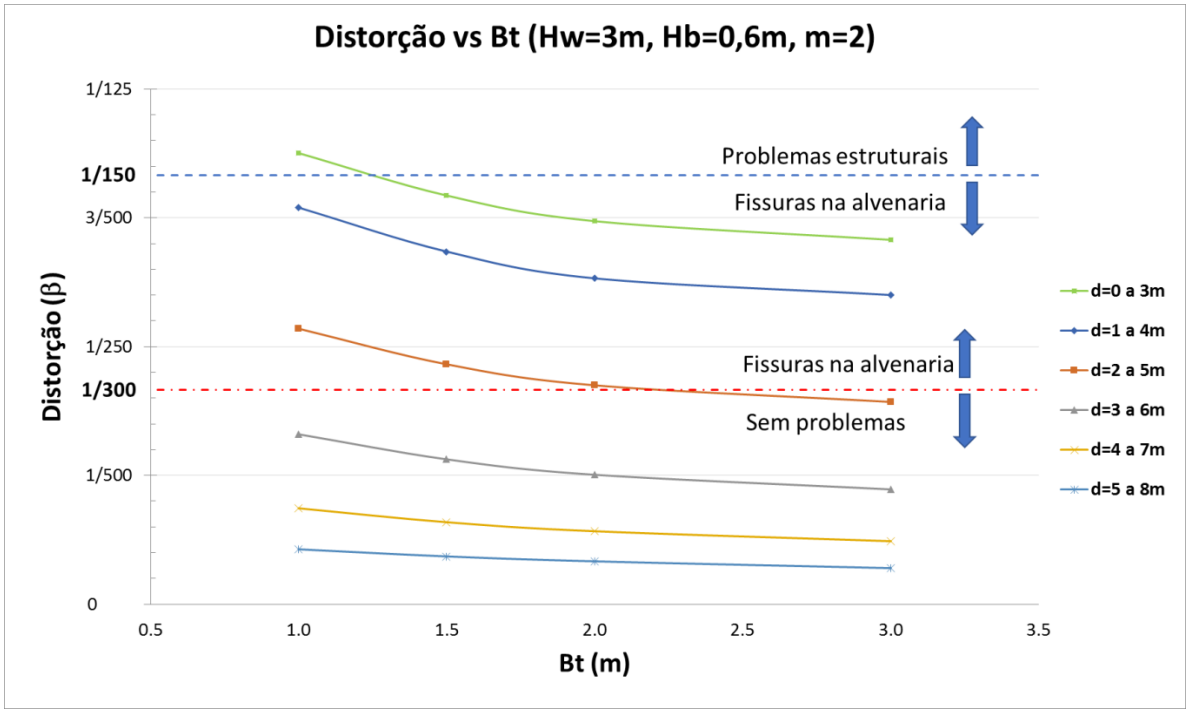


Figura 55 - Relação entre a Distorção (β) e a largura superior da banqueta (Bt), para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,2m, Hb=0,6m e m=2.

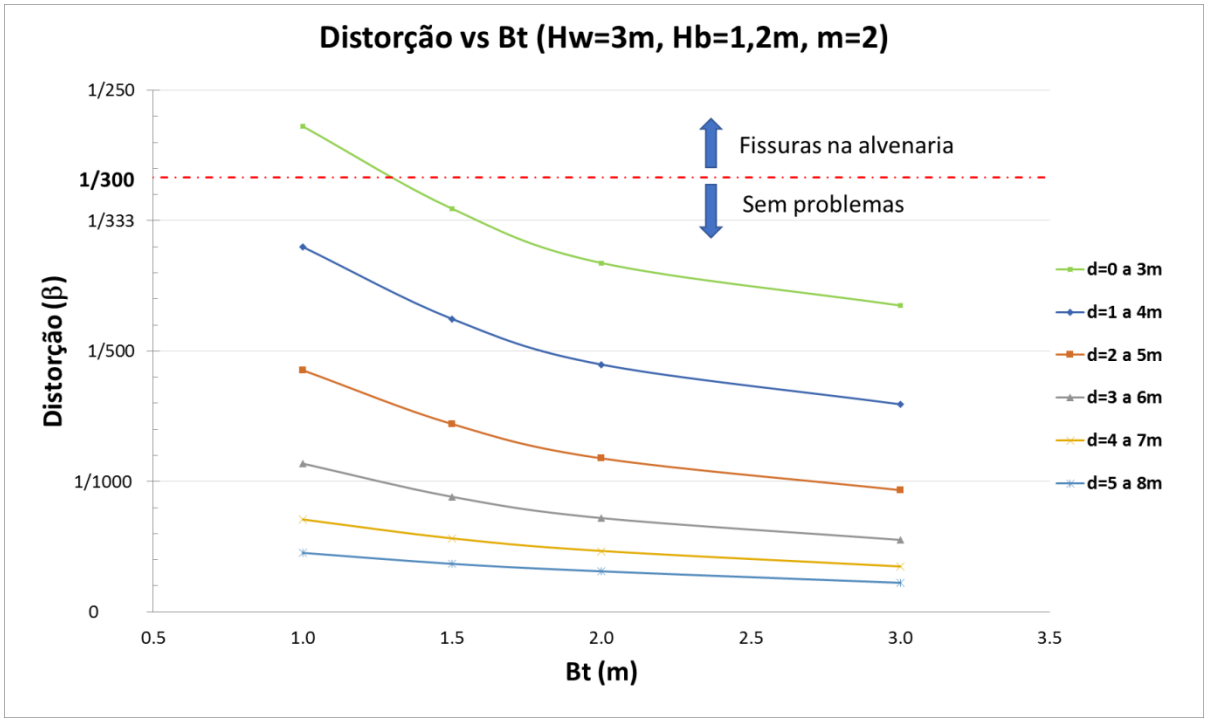


Figura 56 - Relação entre a Distorção (β) e a largura superior da banqueta (Bt), para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,2m, Hb=1,2m e m=2.

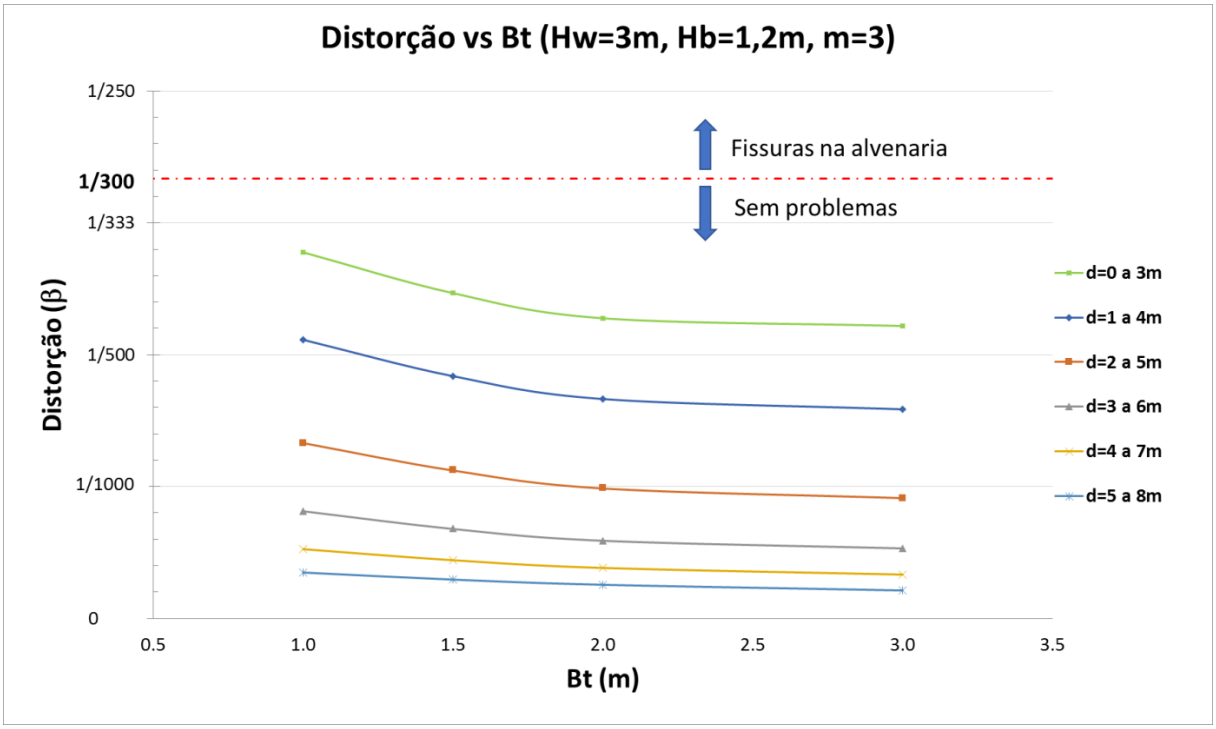


Figura 57 - Relação entre a Distorção (β) e a largura superior da banqueta (Bt), para ϕ=28°, Hw=3m, d=0,2m, Hb=1,2m e m=3.

A autora também analisou estes mesmos resultados no caso de se ter uma parede de maior espessura. Para esta situação, nenhum valor de distorção superou o valor de 1/150, e apenas algumas poucas geometrias de banquetas analisadas superaram a distorção de 1/300. Por este motivo, estes gráficos não foram reproduzidos no corpo da dissertação.

5 CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Serão apresentadas a seguir as principais conclusões da presente dissertação, além de algumas sugestões para futuras pesquisas que poderão trazer contribuições adicionais ao estudo da influência da banqueta no comportamento de escavações em balanço.

A dissertação teve como objetivo contribuir para o estudo de cortinas de contenção em balanço e de observar em que extensão o comportamento da mesma é influenciado pela presença de banqueta, tanto em relação ao aumento de empuxo passivo resistente quanto na redução dos deslocamentos. As principais conclusões são a seguir resumidas.

5.1 Conclusões

Quanto aos cálculos realizados analiticamente, observou-se:

i) O projeto de escavações suportadas por cortinas em balanço com banquetas usando métodos analíticos baseados no equilíbrio limite consiste num procedimento demorado e propenso a erros, face à tarefa algébrica extensa. Deste modo, o conjunto de ábacos, Figura 30, Figura 31 e Figura 33 desenvolvido na presente pesquisa, pode ser de grande utilidade por se tratar de ferramenta simples de projeto para a fase de pré-dimensionamento. Estes ábacos fornecem resultados rápidos, possibilitando a definição de cenários de soluções possíveis em reduzido espaço de tempo, necessitando apenas de dados que são facilmente conhecidos.

ii) O método analítico foi considerado muito conservador por autores citados na literatura, devido às várias simplificações assumidas. Informações importantes como o nível de deslocamento do solo e possíveis formas das superfícies de ruptura não são obtidas, de forma acurada, por meio dos

métodos analíticos. A questão relativa ao atrito entre o solo e a interface da estrutura, bem como a rigidez da estrutura, também não são considerados neste tipo de abordagem. Assim, foram realizadas análises numéricas baseadas no método dos elementos finitos com o software comercial disponível (Plaxis 2D), de modo que se pudesse obter informações críticas e possibilitar análise mais detalhada dos resultados obtidos para os casos analisados.

Quanto às análises realizadas numericamente, observou-se:

i) Nesta pesquisa, foi usado o programa Plaxis 2D para análise, pelo método dos elementos finitos, de uma escavação com cortina em balanço com banqueta estabilizadora. Os resultados obtidos permitiram a avaliação da escavação em termos dos deslocamentos horizontais da parede de contenção, dos momentos fletores atuantes na parede e dos deslocamentos verticais na vizinhança da área escavada (recalques). O efeito da mudança da geometria da banqueta na estabilidade e deformação da parede foi analisado. A geometria da banqueta foi determinada por diferentes parâmetros, como altura (H_b), largura superior (B_t) e inclinação da face taludada (m). A análise por elementos finitos foi efetuada para diferentes propriedades do solo e da estrutura de contenção.

ii) Um estudo paramétrico foi elaborado para avaliar o efeito da mudança do parâmetro que controla a rigidez da interação entre solo e a parede (R_{inter}). Com a consideração da interface mais lisa, adotando-se parâmetro de interface R_{inter}=0,3, o estudo paramétrico ilustrou comportamento mais próximo ao obtido pelos cálculos analíticos por equilíbrio limite (Rankine).

iii) As análises numéricas revelaram que a espessura da parede de contenção tem uma influência significativa no comportamento da escavação em balanço. O cálculo baseado nas equações de equilíbrio limite e diagramas de Rankine não consideram esse aspecto.

iv) Os valores de momento fletor atuantes na cortina, deslocamentos horizontais e recalques nos vizinhos são muito reduzidos quando se considera a influência da banqueta. As diferenças são muito significativas e devem ser consideradas pelo projetista, embora se saiba que seja comum a adoção da banqueta, mesmo sem que seja considerado seu efeito pelo projetista por ocasião do seu dimensionamento.

Quanto aos valores quantitativos obtidos das análises, observou-se:

v) Quanto maior a altura da banqueta, menor foram os esforços de flexão na cortina. Nos casos analisados, para ϕ=28°, e Hw=3m, esta redução chegou a 82% para d=0,2m, 79% para d=0,3m e 76% para d=0.4m;

vi) A presença da banqueta reduziu de forma considerável os deslocamentos no topo da cortina, chegando a valores de até 95% de redução;

vii) Quanto aos recalques na vizinhança na altura da cortina, a redução máxima foi de 94%.

viii) Observou-se também, em decorrência da redução dos recalques, a redução expressiva das distorções angulares resultantes.

Estes resultados são significativos e revelam a relevância desta prática executiva no projeto das cortinas de escavação.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

i) Análise de caso de obra instrumentado de escavação em balanço com banqueta e comparação com as análises efetuadas no presente trabalho.

ii) A pesquisa realizada no presente trabalho foi limitada a solo arenoso homogêneo, não coesivo. Este estudo deve ser estendido para incluir investigações sobre o comportamento de escavações em balanço realizadas em perfis estratigráficos de maior complexidade, como, por exemplo, perfil contendo

várias camadas de solos arenosos e argilosos. Realizando-se estudos paramétricos focados na variação das propriedades das camadas de solo.

iii) A pesquisa realizada no presente trabalho considerou o lençol freático muito profundo. Devem ser contempladas investigações sobre o comportamento de escavações em balanço realizadas em situações em que o lençol freático é elevado, avaliando-se o efeito do desenvolvimento da pressão hidrostática na parede de contenção, principalmente nos casos de comportamento parcialmente drenado.

iv) Avaliar quantitativamente a ordem de grandeza da economia possível de ser obtida com a execução de banqueta estabilizadora. Comparar estes resultados com os obtidos por meio de outras soluções tecnicamente viáveis para aumento da estabilidade e redução dos deslocamentos, como, por exemplo, escoras e tirantes provisórios.

v) Comparar, usando o enfoque analítico, as várias simplificações propostas para a consideração da banqueta, que foram sugeridas por diferentes autores, na revisão bibliográfica, todas distintas da que foi estudada nesta dissertação.

vi) Assim como apresentado por Ou, et al. (1996), verificar a relação entre os deslocamentos horizontais da parede de contenção obtidos em análise 2D e os obtidos em análise 3D, para diferentes distâncias da seção analisada ao canto da escavação.

vii) Estudo da influência da execução da banqueta em nichos, numa análise 3D.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto- Procedimento, 238p.

Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. 5th ed.: McGraw-Hill book Co., Singapore.

Brinkgreve, R. B. J., & Shen, R. F. (2011). *Structural Elements & Modelling excavations in Plaxis*. Power Point Presentation File, Delf, the Netherlands.

Clough, G. W., & O´Rourke, T. D. (1990). Construction Induced Movements of In Situ Walls, Proceedings, Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Conference, Ithaca, Nova York, p.439– 470.

D´Appolonia, D. J. (1971). *Effects of Foundation Construction on Nearby Structures.* Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, p.189-236.

Daly, M. P., & Powrie, W. (2001) Undrained analysis of earth berms as temporary supports for embedded retaining walls. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 149 (4), 237-248.

Ehrlich, M. (1987). *Um método de análise de escavações escoradas sujeitas a movimentação do fundo. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro; RJ.* Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Fleming, K., Weltman, A., Randlph, M., & Elson, K. (1985). *Piling Engineering*. London.

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.

Freitas, A. C. (2012). Estimating Young Moduli in Sands from the Normalized N60 Blow Count. *Soil and Rocks, An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *35*(April), p.89–98.

Georgiadis, M., & Anagnostopoulos, C. (1998). Effect of berms on sheet-pile wall behaviour. *Géotechnique*, *48*(4), 569–574.

Gerscovich, D., Danziger, B. R., & Saramago, R. (2016). *Contenções: teoria e aplicações em obras.* Editora Oficina de Textos, São Paulo.

Goldbach, R. (2016). *Caracterização Geotecnica da areia da praia de Copacabana a partir de ensaios de campo.* Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro; RJ. Universidad Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ.

Gourvenec, S. M., & Powrie, W. (2000). Three-dimensional finite element analyses of embedded retaining walls supported by discontinuous earth berms. *Canadian Geotechnical Journal*, *37*(5), 1062–1077. http://doi.org/10.1139/t00-033

Gouw, T. L. (2014). Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. International Journal of Applied Enginering Research. V. 9 (21), pp 8291-8311.

Hsieh P.G. & Ou, C.Y. (1998). *Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation.* Canadian Geotechnical Journal 35(6), 1004-1017.

Jucá, J. F. T. (1981). *Influencia de escavações nos recalques em edificações vizinhas.* Tese de Mestrado. Rio de Janeiro; RJ. Universidad Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ.

Jucá, J. F. T. (1982). *Recalques de Edificações Próximas a Escavações Escoradas no Metrô do rio de Janeiro*, VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda , Recife.

Mana, A. I. & Clough, G. W. (1981). *Prediction of movements for braced cuts in clay*. Journal of the geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, n°.GT6, p. 759-777.

M. R. Easton, D. R. Carder, & P. Darley. (1999). Design guidance on soil berms as temporary support for embedded retaining walls.

Meyerhof, G. G. (1959). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, *82, N° SM1*, p.1–18.

Morsi, Y. G. Y. (2003). *Berms for Stablizing Earth Retaining.* Thesis the master of science. Cairo University; Fayoum Branch. Fayoum; Egypt.

Nicholson, D. P. (1987). *The design and performance of the retaining wall at Newton Station.* Proceedings of Singapure Mass Rapid Transit Conference, Singapure, p. 147-154.

Naval Facilities Engineering Command. (1982). *Desing Manual NAVFAC-7.2, Foundations & Earth Structures*. Washington, DC.

Ou, C. Y. (2006). *Deep Excavation - Theory and Practice.* Taylor & Francis Group, London, Uk.

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,(N°5), p.337–345.

Peck, R. B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Proceeding of the 7th Internacional Conference on Soil Mechanics and FoundationnEngineering, Mexico City., *1*, 225–281.

Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory.* Thomas Telford, London.

Powrie, W., & Daly, M. P. (2002). Centrifuge model tests on embedded retaining walls supported by earth berms. *Géotechnique*, *52*(2), 89–106.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York.

Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition*.

Wesley, L. D. (2009). *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils.* John wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

ANEXO A – RESULTADOS DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO- ANALÍTICO

i) Acréscimos de empuxos para ϕ=28°, Hw=5 e 7m.

Tabela 29 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 28°, Hw=5m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
5	1,0	1 : 2	63,2	79,1	94,9	110,7	126,5	142,3
	1,0	1 : 3	79,1	94,9	110,7	126,5	142,3	158,1
	1,0	1 : 4	94,9	110,7	126,5	142,3	158,1	173,9
	1,5	1 : 2	118,6	142,3	166,0	189,7	213,4	237,2
	1,5	1 : 3	154,2	177,9	201,6	225,3	249,0	272,7
	1,5	1 : 4	189,7	213,4	237,2	260,9	284,6	308,3
	2,0	1 : 2	189,7	221,3	253,0	284,6	316,2	347,8
	2,0	1 : 3	253,0	284,6	316,2	347,8	379,5	411,1
	2,0	1 : 4	316,2	347,8	379,5	411,1	442,7	474,0
	2,5	1 : 2	276,7	316,2	355,7	395,3	434,8	474,3
	2,5	1 : 3	375,5	415,0	454,6	494,1	533,6	573,1
	2,5	1 : 4	474,3	513,5	551,4	587,8	622,9	656,5
	3,0	1 : 2	379,5	426,9	474,3	521,8	569,2	616,6
	3,0	1 : 3	521,8	569,2	616,6	663,6	709,0	752,7
	3,0	1 : 4	654,5	696,1	736,2	775,0	812,4	848,4

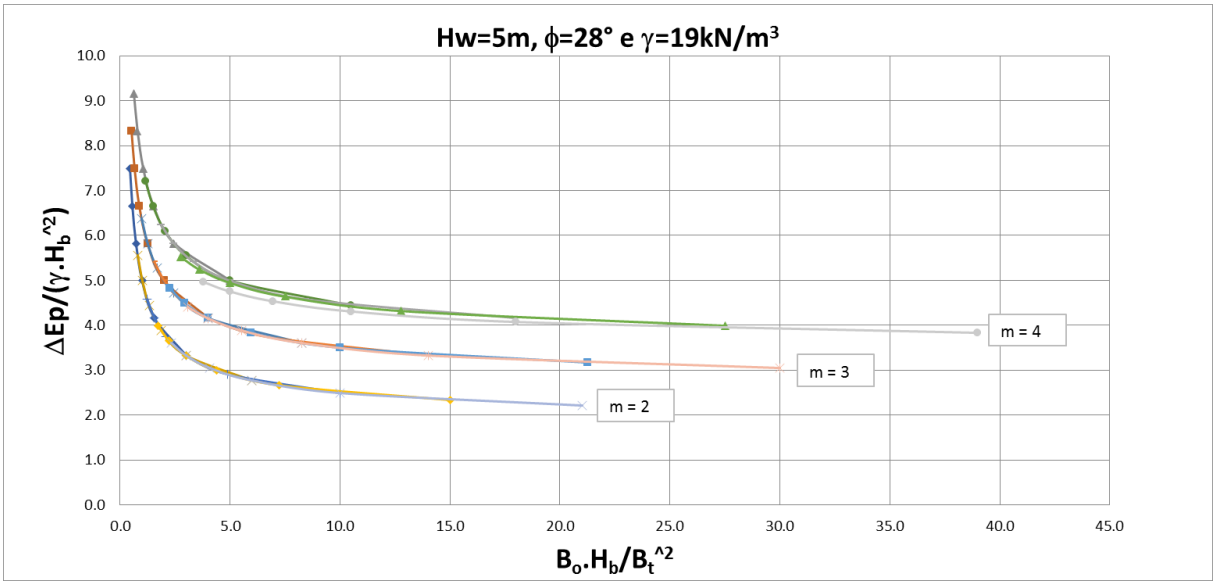


Figura 58 - Acrescimo de empuxo, para ϕ=28°, Hw=5m (normalizado).

Tabela 30 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 28°, Hw=7m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
7	1,4	1 : 2	106,2	128,4	150,5	172,7	194,8	216,9
	1,4	1 : 3	137,2	159,4	181,5	203,6	225,8	247,9
	1,4	1 : 4	168,2	190,4	212,5	234,6	256,8	278,9
	2,1	1 : 2	205,9	239,1	272,3	305,5	338,7	371,9
	2,1	1 : 3	275,6	308,8	342,0	375,2	408,4	441,6
	2,1	1 : 4	345,3	378,5	411,7	444,9	478,1	511,3
	2,8	1 : 2	336,5	380,7	425,0	469,3	513,5	557,8
	2,8	1 : 3	460,4	504,7	548,9	593,2	637,5	681,8
	2,8	1 : 4	584,4	628,6	672,9	717,2	761,4	805,7
	3,5	1 : 2	498,0	553,4	608,7	664,0	719,4	774,7
	3,5	1 : 3	691,7	747,1	802,4	857,7	913,1	968,4
	3,5	1 : 4	885,4	940,7	995,7	1049,4	1101,6	1152,5
	4,2	1 : 2	690,6	757,0	823,4	889,8	956,2	1022,6
	4,2	1 : 3	969,5	1035,9	1102,3	1168,7	1235,1	1300,8
	4,2	1 : 4	1235,4	1295,1	1353,4	1410,3	1465,8	1519,9

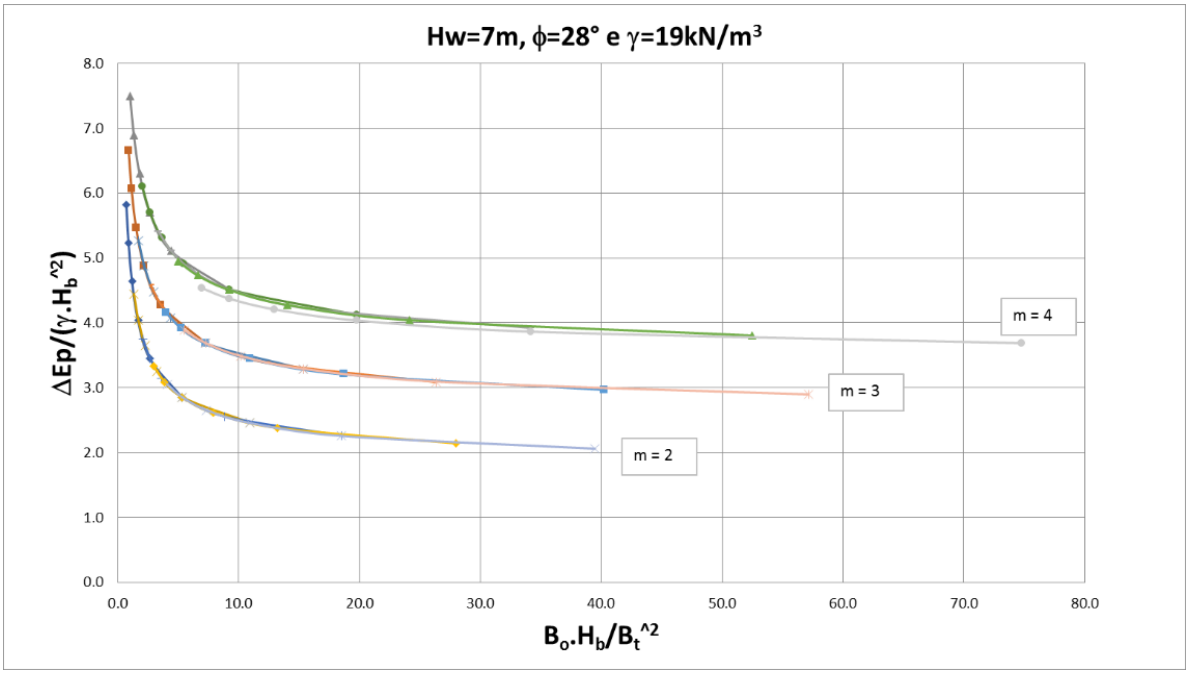


Figura 59 - Acréscimo de empuxo, para ϕ=28°, Hw=7m (normalizado).

ii) Acréscimo de empuxos para ϕ=32°, Hw=5 e 7m.

Tabela 31 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=5m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
5	1,0	1 : 2	68,6	85,7	102,8	120,0	137,1	154,2
	1,0	1 : 3	85,7	102,8	120,0	137,1	154,2	171,4
	1,0	1 : 4	102,8	120,0	137,1	154,2	171,4	188,5
	1,5	1 : 2	128,5	154,2	180,0	205,7	231,4	257,1
	1,5	1 : 3	167,1	192,8	218,5	244,2	269,9	295,6
	1,5	1 : 4	205,7	231,4	257,1	282,8	308,5	334,2
	2,0	1 : 2	205,7	239,9	274,2	308,5	342,8	377,0
	2,0	1 : 3	274,2	308,5	342,8	377,0	411,3	445,6
	2,0	1 : 4	342,8	377,0	411,1	443,9	475,2	505,0
	2,5	1 : 2	299,9	342,8	385,6	428,5	471,3	514,2
	2,5	1 : 3	407,0	449,9	492,7	535,3	576,4	615,6
	2,5	1 : 4	509,5	547,9	584,8	620,2	654,2	686,7
	3,0	1 : 2	411,3	462,7	514,2	565,6	617,0	668,4
	3,0	1 : 3	565,3	614,9	662,8	708,8	753,0	795,5
	3,0	1 : 4	688,5	729,5	769,1	807,2	843,8	879,0

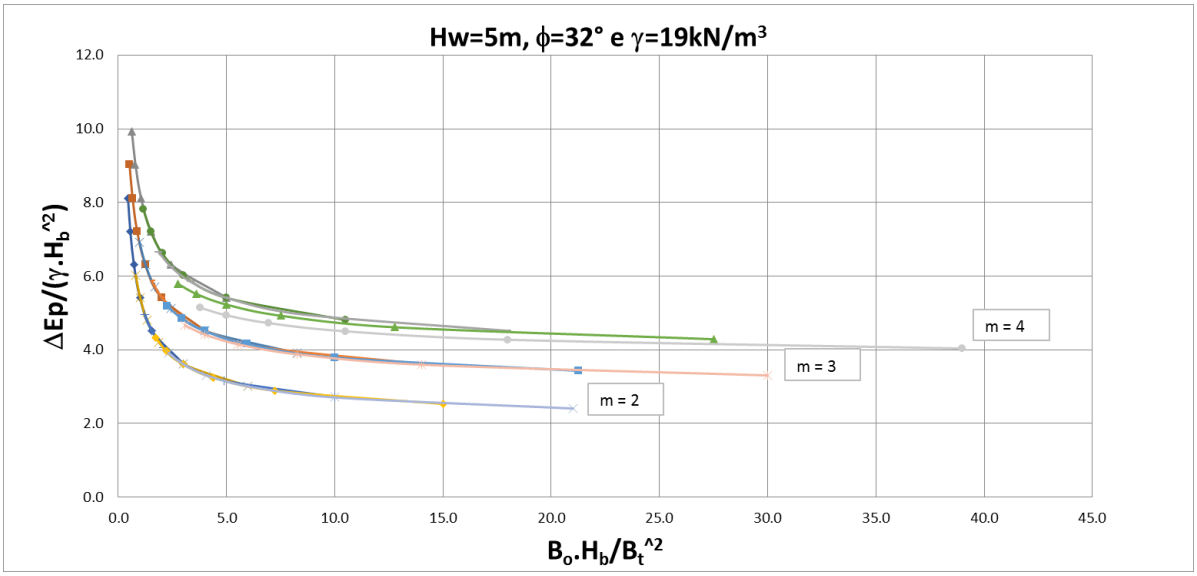


Figura 60 - Acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=5m (normalizado).

Tabela 32 - Acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=7m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
7	1,4	1 : 2	115,2	139,2	163,2	187,2	211,1	235,1
	1,4	1 : 3	148,8	172,8	196,7	220,7	244,7	268,7
	1,4	1 : 4	182,4	206,3	230,3	254,3	278,3	302,3
	2,1	1 : 2	223,1	259,1	295,1	331,1	367,1	403,1
	2,1	1 : 3	298,7	334,7	370,7	406,7	442,7	478,7
	2,1	1 : 4	374,3	410,3	446,3	482,3	518,3	554,3
	2,8	1 : 2	364,7	412,7	460,7	508,7	556,7	604,6
	2,8	1 : 3	499,1	547,1	595,0	643,0	691,0	739,0
	2,8	1 : 4	633,4	681,4	729,4	777,4	824,7	870,5
	3,5	1 : 2	539,9	599,8	659,8	719,8	779,8	839,8
	3,5	1 : 3	749,8	809,8	869,8	929,8	989,7	1049,4
	3,5	1 : 4	954,8	1010,3	1064,2	1116,7	1167,7	1217,3
	4,2	1 : 2	748,6	820,6	892,6	964,6	1036,5	1108,5
	4,2	1 : 3	1050,9	1122,4	1192,1	1260,0	1326,1	1390,5
	4,2	1 : 4	1303,9	1363,0	1420,7	1477,0	1531,7	1585,0

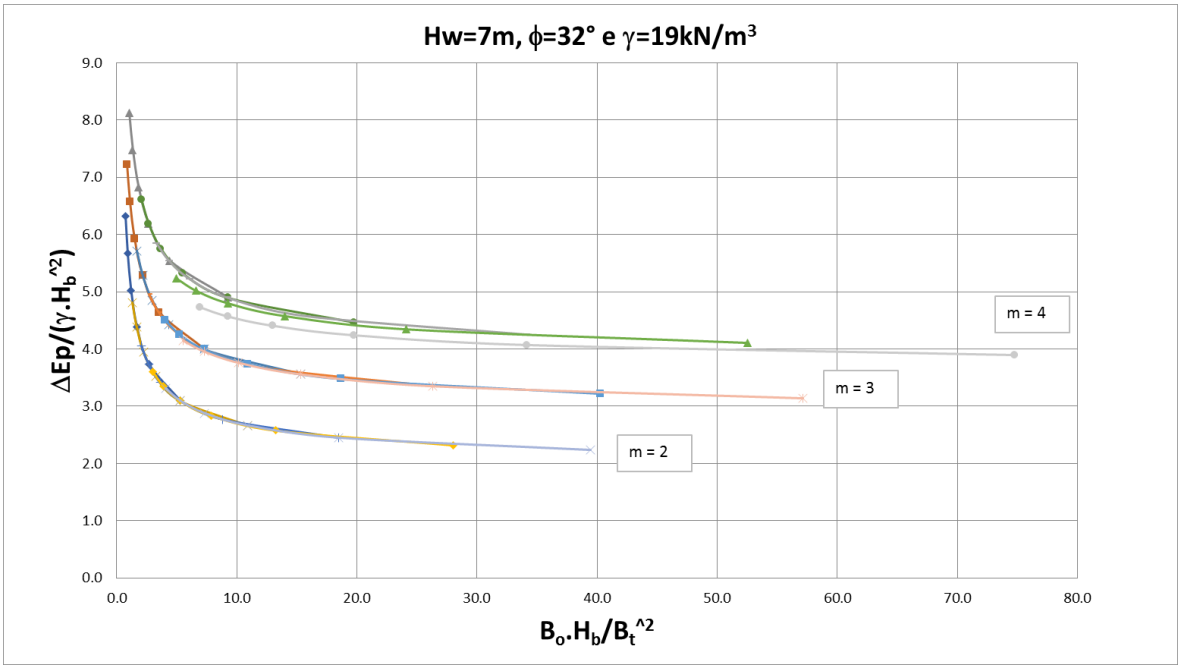


Figura 61 - Acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=7m (normalizado).

ANEXO B – RESULTADOS DO PONTO DE APLICAÇÃO DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO- ANALÍTICO

i) Ponto de aplicação de acréscimo de empuxo para ϕ=28°, Hw=5m.

Tabela 33 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 28°, Hw=5m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			$\bar{Y}$ (m)					
5	0,6	1 : 2	-0,23	-0,36	-0,49	-0,63	-0,77	-0,91
	0,6	1 : 3	-0,44	-0,56	-0,69	-0,82	-0,96	-1,10
	0,6	1 : 4	-0,65	-0,76	-0,89	-1,02	-1,15	-1,29
	0,9	1 : 2	-0,24	-0,35	-0,47	-0,60	-0,74	-0,87
	0,9	1 : 3	-0,56	-0,66	-0,78	-0,90	-1,03	-1,16
	0,9	1 : 4	-0,86	-0,97	-1,08	-1,20	-1,33	-1,46
	1,2	1 : 2	-0,26	-0,36	-0,47	-0,59	-0,72	-0,85
	1,2	1 : 3	-0,68	-0,77	-0,88	-1,00	-1,12	-1,25
	1,2	1 : 4	-1,09	-1,19	-1,29	-1,40	-1,52	-1,64
	1,5	1 : 2	-0,28	-0,37	-0,47	-0,59	-0,71	-0,83
	1,5	1 : 3	-0,80	-0,89	-0,99	-1,10	-1,22	-1,34
	1,5	1 : 4	-1,32	-1,40	-1,49	-1,57	-1,64	-1,72
	1,8	1 : 2	-0,30	-0,39	-0,48	-0,59	-0,70	-0,82
	1,8	1 : 3	-0,93	-1,02	-1,11	-1,21	-1,30	-1,39
	1,8	1 : 4	-1,47	-1,51	-1,56	-1,61	-1,66	-1,71

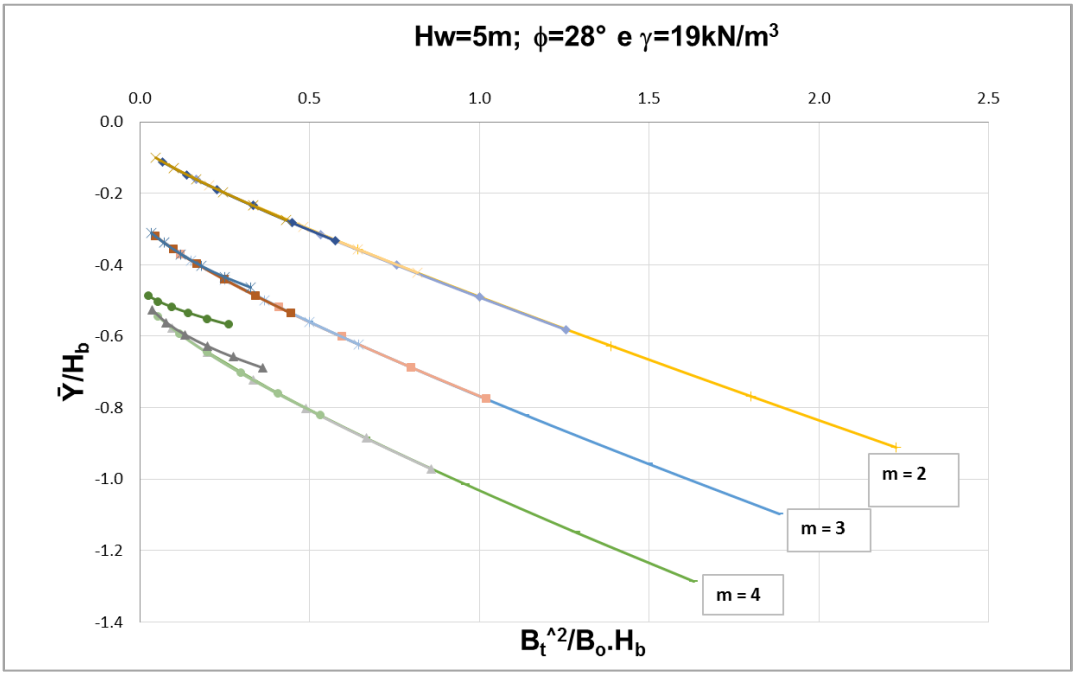


Figura 62 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo, para ϕ=28°, Hw=5m (normalizado).

ii) Ponto de aplicação de acréscimo de empuxo para ϕ=32°, Hw=3, 5m.

Tabela 34 – Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=3m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			$\bar{Y}$ (m)					
3	0,6	1 : 2	-0,20	-0,33	-0,46	-0,59	-0,72	-0,86
	0,6	1 : 3	-0,31	-0,43	-0,56	-0,69	-0,82	-0,96
	0,6	1 : 4	-0,42	-0,54	-0,67	-0,79	-0,92	-1,06
	0,9	1 : 2	-0,19	-0,30	-0,43	-0,55	-0,68	-0,82
	0,9	1 : 3	-0,36	-0,47	-0,59	-0,71	-0,84	-0,97
	0,9	1 : 4	-0,53	-0,64	-0,75	-0,87	-0,99	-1,10
	1,2	1 : 2	-0,18	-0,29	-0,40	-0,53	-0,65	-0,78
	1,2	1 : 3	-0,41	-0,51	-0,63	-0,75	-0,86	-0,97
	1,2	1 : 4	-0,64	-0,74	-0,84	-0,93	-1,00	-1,07
	1,5	1 : 2	-0,18	-0,28	-0,39	-0,50	-0,63	-0,75
	1,5	1 : 3	-0,47	-0,56	-0,67	-0,76	-0,85	-0,92
	1,5	1 : 4	-0,73	-0,80	-0,86	-0,91	-0,97	-1,02
	1,8	1 : 2	-0,18	-0,27	-0,37	-0,49	-0,60	-0,70
	1,8	1 : 3	-0,53	-0,60	-0,67	-0,74	-0,80	-0,86
	1,8	1 : 4	-0,76	-0,79	-0,83	-0,87	-0,91	-0,95

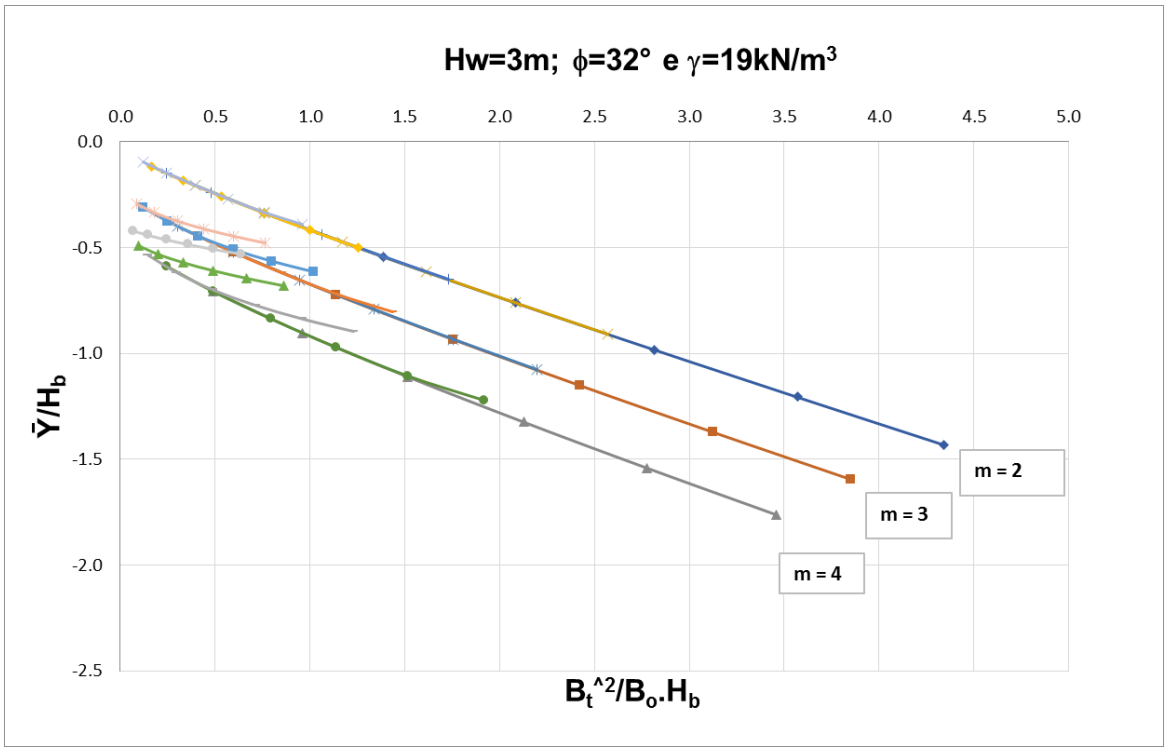


Figura 63- Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=3m (normalizado).

Tabela 35 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo para ângulo de atrito 32°, Hw=5m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			$\bar{Y}$ (m)					
5	1.0	1 : 2	-0,18	-0,30	-0,42	-0,54	-0,67	-0,80
	1.0	1 : 3	-0,38	-0,48	-0,60	-0,72	-0,85	-0,98
	1.0	1 : 4	-0,57	-0,67	-0,78	-0,90	-1,03	-1,15
	1.5	1 : 2	-0,18	-0,28	-0,39	-0,50	-0,63	-0,75
	1.5	1 : 3	-0,47	-0,56	-0,67	-0,78	-0,90	-1,02
	1.5	1 : 4	-0,75	-0,85	-0,95	-1,06	-1,18	-1,29
	2.0	1 : 2	-0,18	-0,27	-0,37	-0,48	-0,59	-0,71
	2.0	1 : 3	-0,57	-0,65	-0,75	-0,86	-0,97	-1,08
	2.0	1 : 4	-0,95	-1,04	-1,13	-1,22	-1,30	-1,38
	2.5	1 : 2	-0,18	-0,26	-0,36	-0,46	-0,57	-0,68
	2.5	1 : 3	-0,67	-0,75	-0,84	-0,94	-1,03	-1,11
	2.5	1 : 4	-1,10	-1,15	-1,20	-1,25	-1,30	-1,35
	3.0	1 : 2	-0,19	-0,27	-0,35	-0,45	-0,55	-0,66
	3.0	1 : 3	-0,77	-0,83	-0,90	-0,96	-1,01	-1,07
	3.0	1 : 4	-1,13	-1,16	-1,18	-1,21	-1,25	-1,28

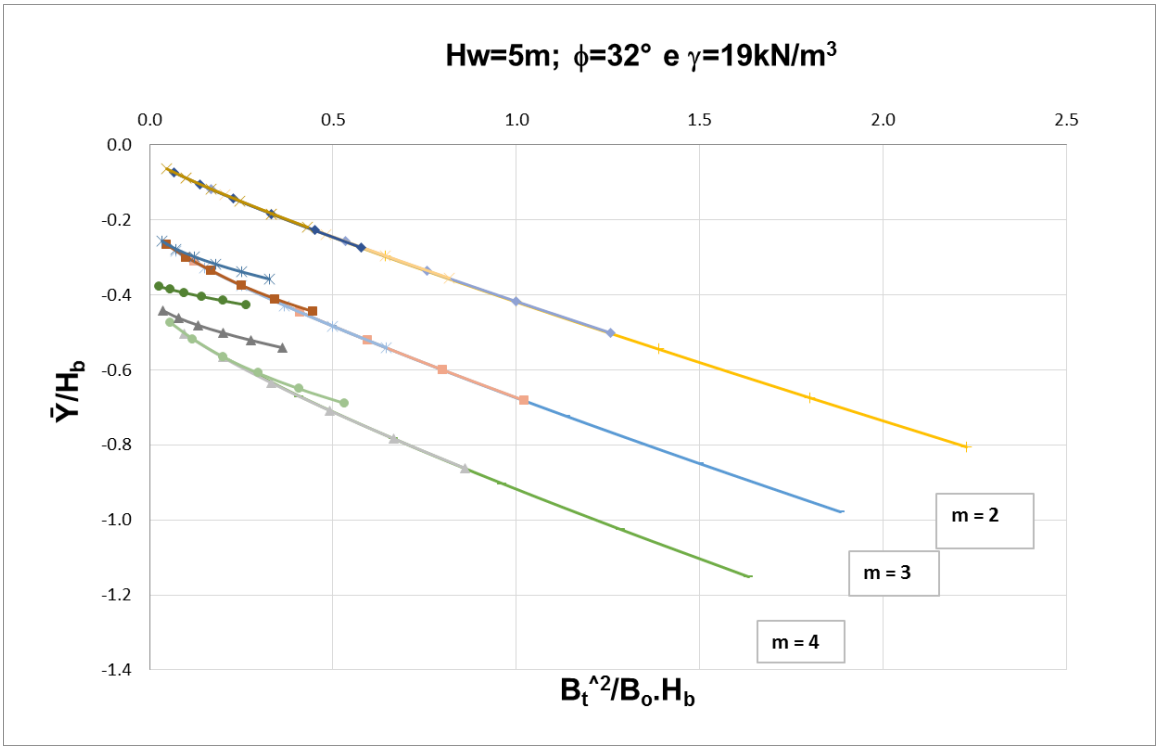


Figura 64 - Ponto de aplicação do acréscimo de empuxo, para ϕ=32°, Hw=5m (normalizado).

ANEXO C – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS-ANÁLISE NUMÉRICA

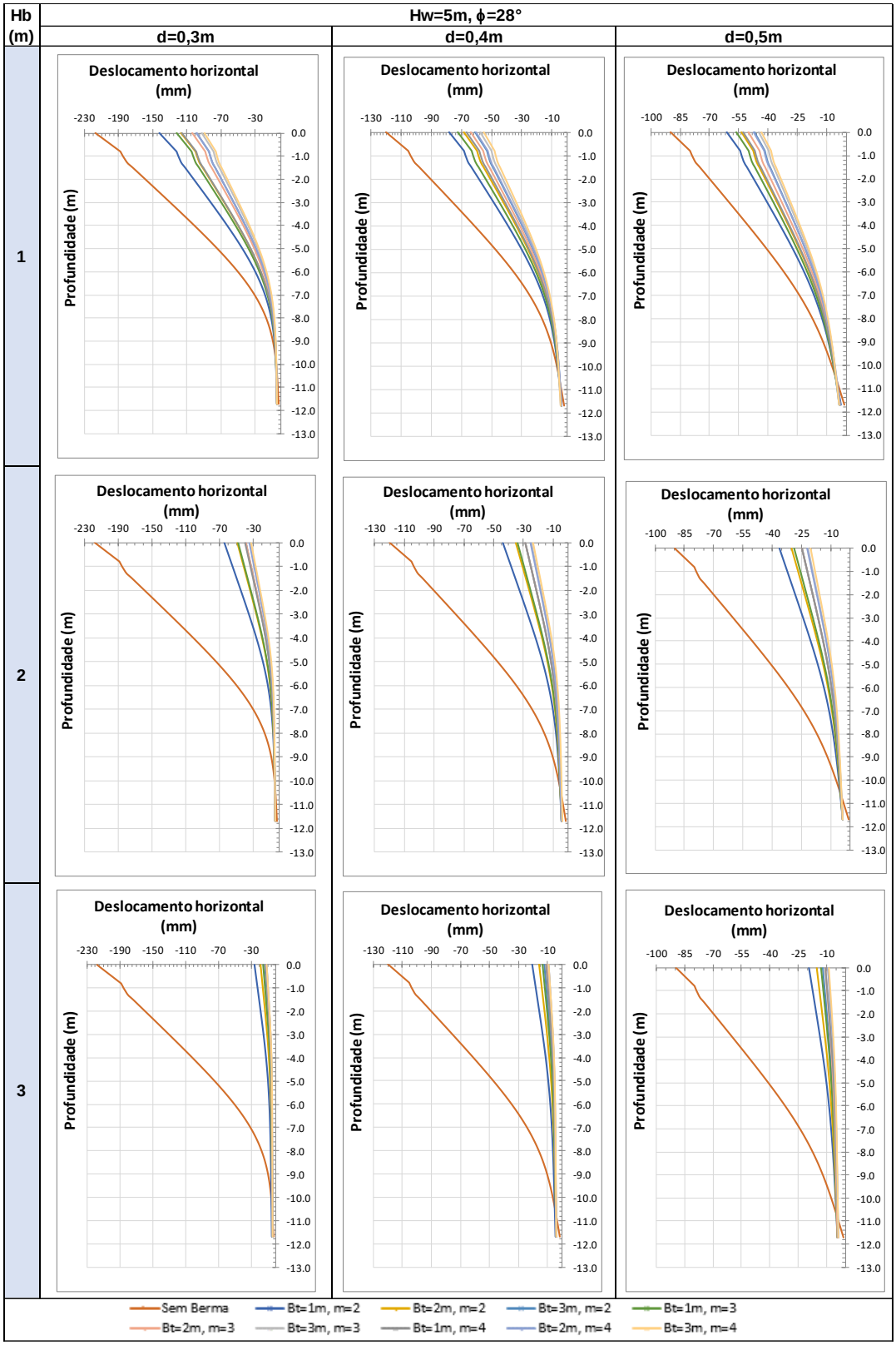


Figura 65 - Deslocamento horizontal ao longo da parede, para H_w=5m de altura livre, ϕ=28°.

ANEXO D – PERFIL DE RECALQUE: MÉTODO EMPÍRICO VERSUS ANÁLISE NUMÉRICA

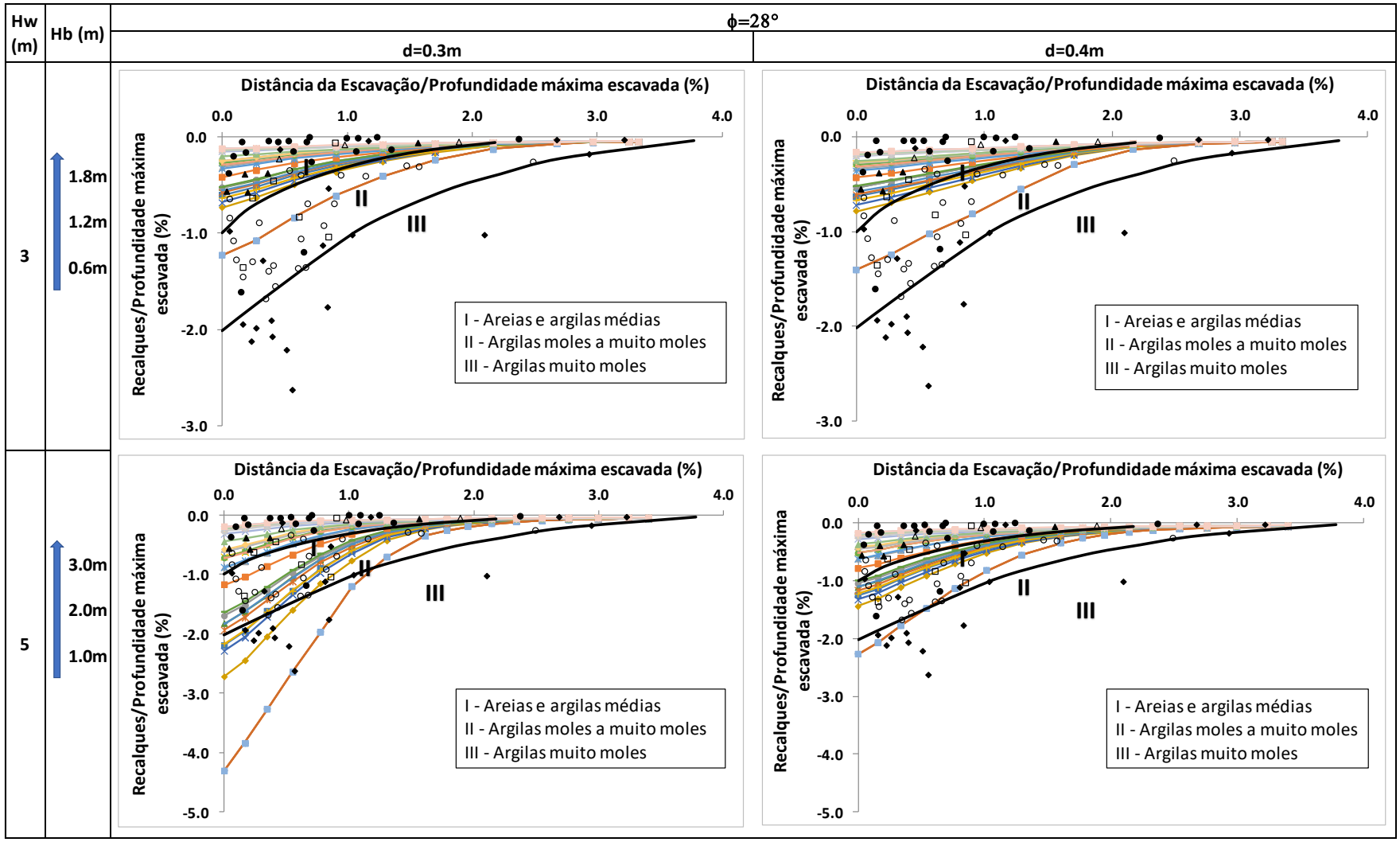


Figura 66 - Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=28°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m.

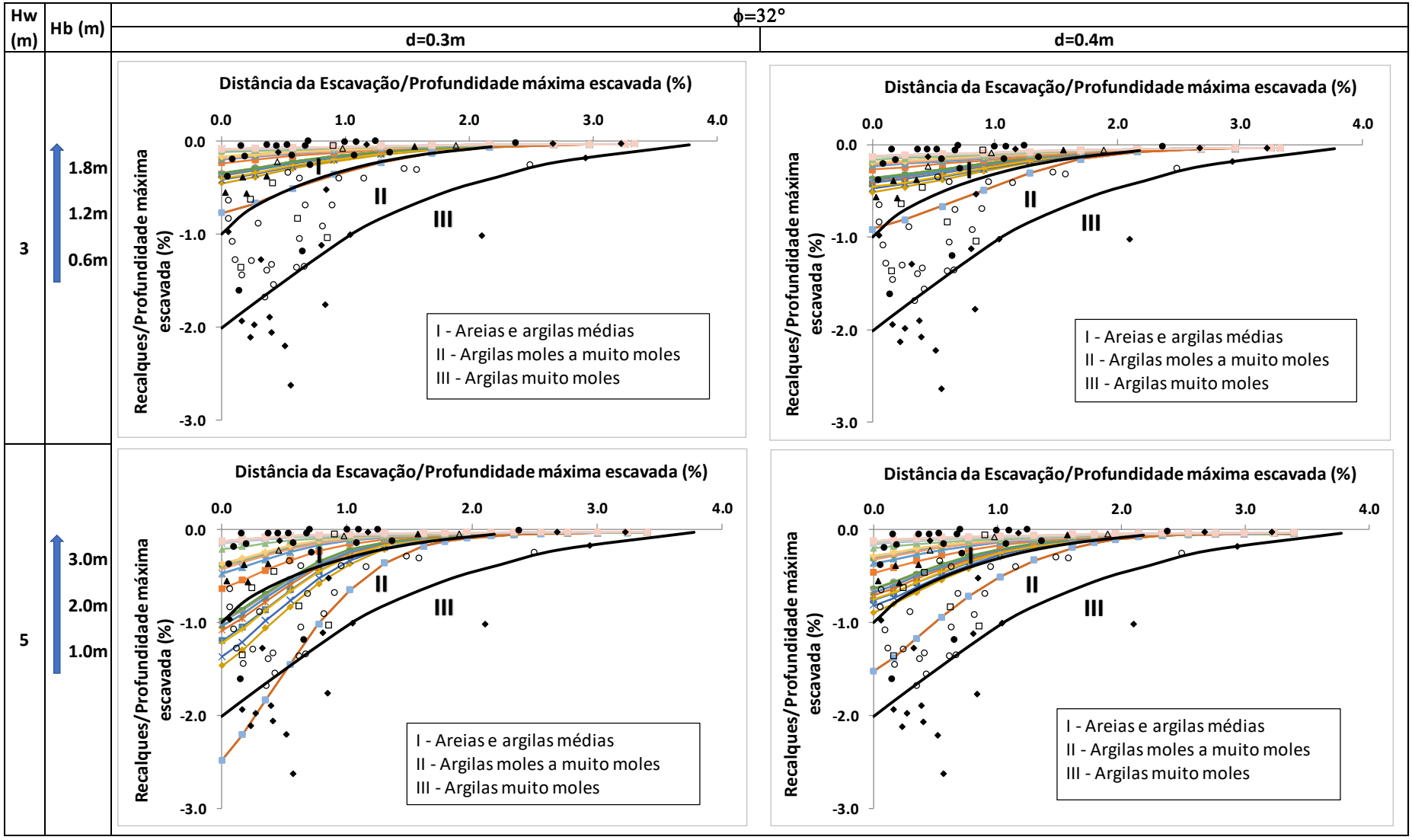


Figura 67 - Perfis de recalque: métodos empíricos versus análise numérica, para ϕ=32°, H_w=3m, 5m; d=0,3m, 0,4m.

APÊNDICE A – CÁLCULO ANALÍTICO PARA DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO.

i) Método convencional, pela teoria de Rankine (Gerscovich et al., 2016):

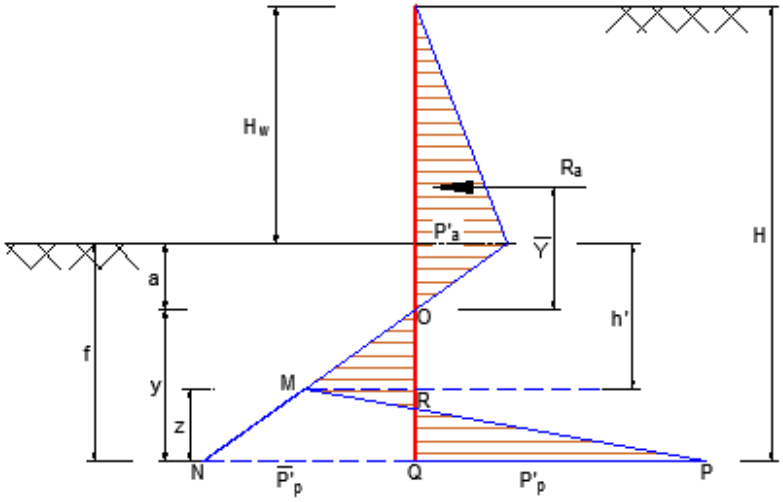


Diagrama resultante de empuxos

Dados:

- Altura de livre: Hw=3m
- Ângulo de atrito: ϕ=28°
- Peso específico de solo: γ=19kN/m³.

Coeficientes de empuxo de Rankine:

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\emptyset'}{2}\right) = \frac{1 - \sin\emptyset'}{1 + \sin\emptyset'} = 0{,}361$$

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\emptyset'}{2}\right) = \frac{1 + \sin\emptyset'}{1 - \sin\emptyset'} = 2{,}770$$

Cálculo de P'a:

$$P'_a = K_a\sigma'_v = K_a[\gamma H_{w-}\gamma_w H_w] = 20{,}58kPa$$

Calculo da constante a, por semelhança de triângulos:

$$\frac{a}{y} = \frac{P'_a}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(K_p - K_a)} = 0{,}45m$$

Calculo do empuxo resultante:

Tabela 36 – Cálculo de empuxo resultante– Escavação em balanço

Cálculo de empuxo resultante	
Prof. (m)	$\boldsymbol{R_{ai}\ (kN/m)}$
3,0	30,87
3,45	4,63

O valor da resultante R_a é dado por:

$$R_a = 30{,}87 + 4{,}63 = 35{,}49\ kN/m$$

O ponto de aplicação da resultante em relação ao ponto de tensões nulas (ponto O) é $\bar{y}$, tal que:

$$R_a\bar{y} = \left[\left(20{,}58x\frac{3}{2}\right)\left(\frac{1}{3}3 + 0{,}45\right) + \left(20{,}58x\frac{0{,}45}{2}\right)\left(\frac{2}{3}0{,}45\right)\right] = 46{,}14\ kN.m/m$$

$$\bar{y} = 1{,}30m$$

Na base da cortina, o valor da tensão efetiva resultante (passiva-ativa) no lado esquerdo é determinado pela semelhança de triângulos:

$$\frac{\left[\sigma' h_{passivo} - \sigma' h_{ativo}\right]}{y} = \frac{P'_a}{a} = \frac{20{,}58}{0{,}45}$$

$$\overline{P'_p} = 45{,}77y$$

Na base da cortina, o valor da tensão efetiva resultante (passiva-ativa) do lado direito é calculado por:

$$P'_p = \sigma' h_{passivo} - \sigma' h_{ativo} = \gamma.y\left(K_p - K_a\right) + \gamma\left[H_w K_p + a\left(K_p - K_a\right)\right]$$

$$P'_p = 45{,}77y + 178{,}46$$

Estabelecendo o equilíbrio das forças na direção horizontal:

$$R_a(\bar{y} + y) - 20{,}58\frac{y}{0{,}45}.\frac{y^2}{6} + \left(178{,}46 + 45{,}77y + 20{,}58\frac{y}{0{,}45}\right)\frac{z^2}{6} = 0$$

O valor de z é obtido pelo equilíbrio das forças na direção horizontal:

$$R_a - \left(20{,}58\frac{y}{0{,}45}\right)\frac{y^2}{2} + \left(20{,}58\frac{y}{0{,}45} + 178{,}46 + 45{,}77y\right)\frac{z}{2} = 0$$

Desenvolvendo, obtém-se:

$$z = \frac{45{,}77y^2 - 70{,}98}{91{,}54y + 178{,}46}$$

Substituindo os valores de Ra e $\bar{y}$ e a expressão relativa a z na equação de equilíbrio de momentos, obtém-se:

$$y^4 + 3{,}90y^3 - 6{,}20y^2 - 30{,}24y - 25{,}99 = 0$$

Chega-se a:

$$y = 2{,}90m$$

A ficha será:

$$ficha(f) = y + a \cong 3{,}35m$$

Que, majorada de 20%, resulta num comprimento de ficha de:

$\%f = 4{,}02m$, num comprimento total da cortina de: $H = \%f + H_w = 7{,}02m$

O ponto de cortante nulo está situado abaixo do ponto de tensões nulas, na profundidade y_{OR}, (Figura 6c), em que:

$$R_a = 45{,}77y_{OR}\frac{y_{OR}}{2} = 35{,}49\ kN/m$$

O valor de y_{OR} será:

$$y_{OR} = 1{,}25m$$

Nesta seção, o momento máximo vale:

$$M_{max} = R_a(\bar{y} + y_{OR}) - R_p.Z_{OR}$$

$$M_{max} = 35{,}49(1{,}30 + 1{,}25) - \frac{45{,}77(1{,}25)^3}{6} = 75{,}6kN.m/m$$

ii) Método simplificado, pela teoria de Rankine (Gerscovich et al., 2016):

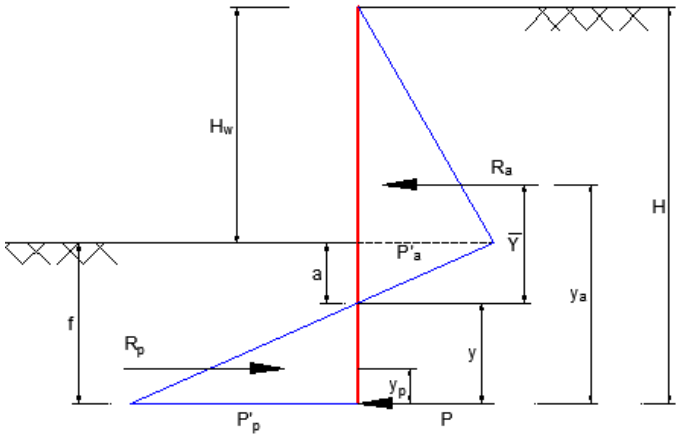


Diagrama de resultante de empuxos - método simplificado

(*) mesmos dados do método anterior.

Com a seguinte consideração;

$$R_a y_a = \frac{1}{2} R_p y_p$$

Do método anterior, cálculos de $R_a, \bar{y}\ e\ a$:

- $R_a = 35{,}49\ kN/m$
- $\bar{y} = 1{,}30m$
- $a = 0{,}45m$

Uma vez calculada os valores de acima, calculadas no método anterior, basta a determinação de f na equação mostrada ao início.

$$R_a(\bar{y} + f - a)x2 = 45{,}77\frac{(f-a)^3}{6}$$

Substituindo os valores de $R_a, \bar{y}\ e\ a$, calculados anteriormente, chega-se a:

$$35{,}49(1{,}30 + f - 0{,}45)x2 = 45{,}77\frac{(f-0{,}45)^3}{6}$$

$f = 4{,}01m$

Majorando f em 15%, tem-se um comprimento total (H+f) da cortina em balanço de: $H + f = 7{,}62m$

iii) Método convencional com redução de empuxo passivo em 1,5 vezes:

(*) mesmos dados do método anterior.

Coeficientes de empuxo de Rankine:

- $K_a = 0{,}361$
- $K_p = 2{,}770$
- $K_p/1{,}5 = 1{,}847$

Cálculo de Pa e a:

$$P'_a = K_a \sigma'_v = K_a[\gamma H_{w-} \gamma_w H_w] = 20{,}58\ kpa$$

$$\frac{a}{y} = \frac{P'_a}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(K_p - K_a)} = 0{,}73m$$

O valor da resultante Ra é:

$$R_a = \frac{20{,}58x3{,}0}{2} + \frac{20{,}58x0{,}73}{2} = 38{,}37\ kN/m$$

Ponto de aplicação da resultante:

$$R_a \bar{y} = \left[\left(20{,}58x\frac{3}{2}\right)\left(\frac{1}{3}3 + 0{,}73\right) + \left(20{,}58x\frac{0{,}73}{2}\right)\left(\frac{2}{3}0{,}73\right)\right] = 57{,}06\ kN.m/m$$

$$\bar{y} = 1{,}49m$$

Na base da cortina, o valor da tensão efetiva resultante (passiva-ativa) no lado esquerdo é determinado pela semelhança de triângulos:

$$\frac{[\sigma' h_{passivo} - \sigma' h_{ativo}]}{y} = \frac{P'_a}{a} = \frac{20{,}58}{0{,}73}$$

$$\overline{P'_p} = 28{,}22y$$

Na base da cortina, o valor da tensão efetiva resultante (passiva-ativa) do lado direito é calculado por:

$$P'_p = \sigma' h_{passivo} - \sigma' h_{ativo} = \gamma . y(K_p - K_a) + \gamma[H_w K_p + a(K_p - K_a)]$$

$$P'_p = 28{,}22y + 125{,}83$$

Estabelecendo o equilíbrio das forças na direção horizontal:

$$R_a(\bar{y}+y) - 20{,}58\frac{y}{0{,}73}.\frac{y^2}{6} + \left(125{,}83 + 28{,}22y + 20{,}58\frac{y}{0{,}73}\right)\frac{z^2}{6} = 0$$

O valor de z é obtido pelo equilíbrio das forças na direção horizontal:

$$R_a - \left(20{,}58\frac{y}{0{,}73}\right)\frac{y^2}{2} + \left(20{,}58\frac{y}{0{,}73} + 125{,}83 + 28{,}22y\right)\frac{z}{2} = 0$$

Desenvolvendo, obtém-se:

$$z = \frac{28{,}22y^2 - 76{,}74}{56{,}41y + 125{,}83}$$

Substituindo os valores de Ra e $\bar{y}$ e a expressão relativa a z na equação de equilíbrio de momentos, obtém-se:

$$y^4 + 4{,}46y^3 - 10{,}88y^2 - 60{,}61y - 61{,}43 = 0$$

Chega-se a:

$$y = 3{,}78m$$

A ficha e o comprimento será:

$$ficha = y + a = 4{,}51m$$

$$H = f + H_w = 7{,}51m$$

Calculo de y_{OR}:

$$R_a = 28{,}22y_{OR}\frac{y_{OR}}{2} = 38{,}37\ kN/m$$

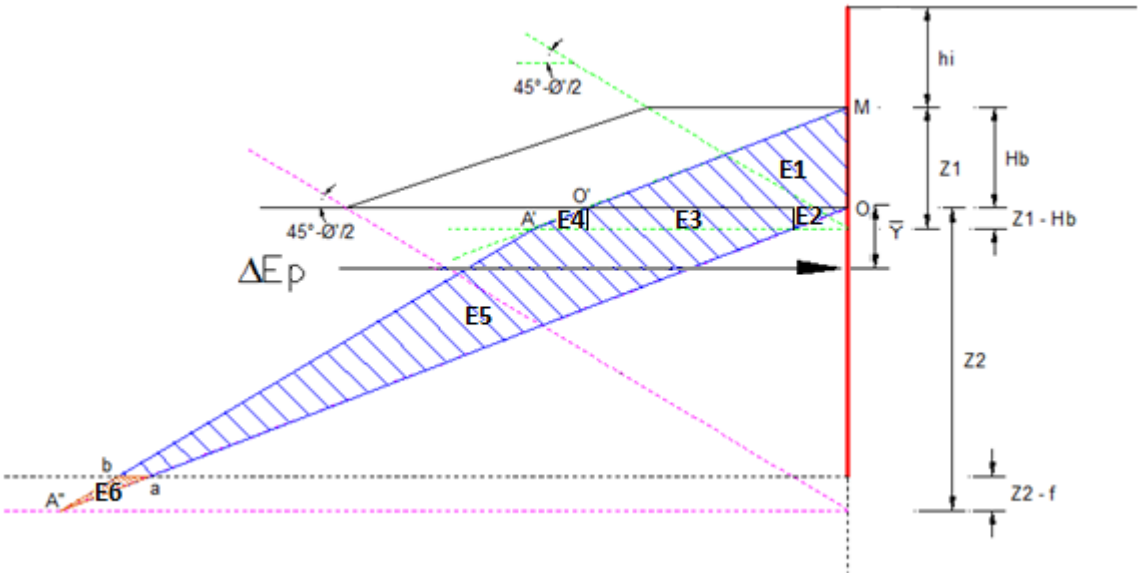
$$y_{OR} = 1{,}65m$$

Nesta seção, o momento máximo é:

$$M_{max} = R_a(\bar{y} + y_{OR}) - R_p.Z_{OR}$$

$$M_{max} = 38{,}37(1{,}49 + 1{,}65) - \frac{28{,}22(1{,}65)^3}{6} = 99{,}35\ kN.m/m$$

APÊNDICE B – CÁLCULO ANALÍTICO DE ACRÉSCIMO DE EMPUXO E PONTO DE APLICAÇÃO DO MESMO – ESCAVAÇÃO EM BALANÇO COM BANQUETA.



Digrama de empuxo passivo com acréscimo de empuxo gerado pela banqueta

i) Cálculo de acréscimo de empuxo

Da figura, obtém-se:

$Z_1 = B_t \tan(45° - \emptyset'/2)$

$Z_2 = B_0 \tan(45° - \emptyset'/2)$

Tem-se, também as tensões nos níveis a seguir:

- Nível do ponto O': $\gamma K_P H_b$
- Nível do ponto A': $\gamma K_P Z_1$
- Nível do ponto (a): $\gamma K_P f$
- Nível do ponto A'': $\gamma K_P Z_2$
- Nível do ponto (b): $\gamma K_P \left[Z_2 - \frac{(Z_2 - Z_1)(Z_2 - f)}{H_b - Z_1 + Z_2}\right]$, , a expressão também pode ser explicitada como: $\gamma K_P \left[f + \frac{H_b(Z_2 - f)}{H_b - Z_1 + Z_2}\right]$

O acréscimo de empuxo é calculado pela soma dos acréscimos parciais de empuxos (E1, E2, E3, E4, E5 e E6), da região sombreada mostrada na figura.

Tabela 37 – Cálculo de empuxos parciais e pontos de referência ao ponto ‘’O’’.

Da figura	$\overline{\boldsymbol{Y}}_{\boldsymbol{i}}$	$\Delta \boldsymbol{E_i}(\boldsymbol{A_i} = \text{á}\boldsymbol{rea})$
1	$\frac{H_b}{3}$	$\gamma K_P \frac{{H_b}^2}{2}$
2	$-\frac{(z_1 - H_b)}{3}$	$\gamma K_P \frac{(z_1 - H_b)^2}{2}$
3	$-\frac{(z_1 - H_b)}{2}$	$\gamma K_P (2H_b - z_1)(z_1 - H_b)$
4	$-\frac{2\,(z_1 - H_b)}{3}$	$\gamma K_P \frac{(z_1 - H_b)^2}{2}$
5	$-\frac{(z_2 + 2z_1 - 2H_b)}{3}$	$\gamma K_P \frac{H_b(H_b - z_1 + z_2)}{2}$
6	$-\frac{(z_2 + 2f)}{3}$	$-\frac{\gamma K_P}{2}\left[\frac{H_b(z_2 - f)^2}{H_b - z_1 + z_2}\right]$

$* \; o\ valor\ de\ \overline{Y}_i, é\ calculado\ com\ ponto\ de\ refencia\ em\ "O"$

Onde:

$\Delta E_{p1} = Empuxo\ resultante\ da\ região\ \overline{MA'baO}$

$\Delta E_{p2} = Empuxo\ resultante\ da\ região\ \overline{bA''a}$

O valor de acréscimo de empuxo, é:

$$\Delta E_p = \Delta E_{p1} - \Delta E_{p2} = \Delta E_1 + \Delta E_2 + \Delta E_3 + \Delta E_4 + \Delta E_5 - \Delta E_6$$

$$\Delta E_p = \gamma K_P \frac{{H_b}^2}{2} + \gamma K_P \frac{(z_1 - H_b)^2}{2} + \gamma K_P (2H_b - z_1)(z_1 - H_b) + \gamma K_P \frac{(z_1 - H_b)^2}{2} + \gamma K_P \frac{H_b(H_b - z_1 + z_2)^2}{2} - \frac{\gamma K_P}{2}\left[\frac{H_b(z_2 - f)^2}{H_b - z_1 + z_2}\right]$$

Então:

$$\Delta E_p = \frac{\gamma K_p H_b}{2}\left[(Z_1 + Z_2) - \frac{(Z_2 - f)^2}{H_b - Z_1 + Z_2}\right]$$

ii) Cálculo de ponto de aplicação do acréscimo de empuxo ao ponto "O".

O cálculo de ponto de aplicação, a partir da Tabela 37, é:

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i A_i}{\sum A}, sendo \sum A = \Delta E_p$$

Considerando as seguintes premissas:

- Se: $Z_2 \leq f \rightarrow \Delta E_{p1} = \frac{\gamma K_p H_b}{2}(Z_1 + Z_2) \quad \Rightarrow \quad \bar{Y} = \bar{Y}_1$

Se: : $Z_2 > f \rightarrow \Delta E_p = \Delta E_{p1} - \Delta E_{p2} \quad \Rightarrow \quad \bar{Y} = \frac{\Delta E_{p1} x\, \bar{Y}_1 - \Delta E_{p2} x \bar{Y}_2}{\Delta E_p}$

Sendo:

$$\bar{Y}_1 = \frac{1}{3}\left[\frac{Z_1(2H_b - Z_1) + Z_2(H_b - Z_1 - Z_2)}{(Z_1 + Z_2)}\right]$$

$$\bar{Y}_2 = \frac{1}{3}[Z_2 + 2f]$$

Então:

$$\bar{Y} = \frac{1}{3}\left[\frac{[Z_1(2H_b - Z_1) + Z_2(H_b - Z_1 - Z_2)](H_b - Z_1 + Z_2) + (Z_2 - f)^2(Z_2 + 2f)}{(Z_1 + Z_2)(H_b - Z_1 + Z_2) - (Z_2 - f)^2}\right]$$

APÊNDICE C – EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO CASO ANALÍTICO

Neste exemplo de aplicação do caso analítico, tenta-se avaliar a influência da banqueta na redução do comprimento da ficha. Duas abordagens da análise serão efetuadas:

i) Cálculo da ficha necessária: usando a formulação de ΔE_p e $\bar{Y}$, diretamente através da equação deduzida a seguir.

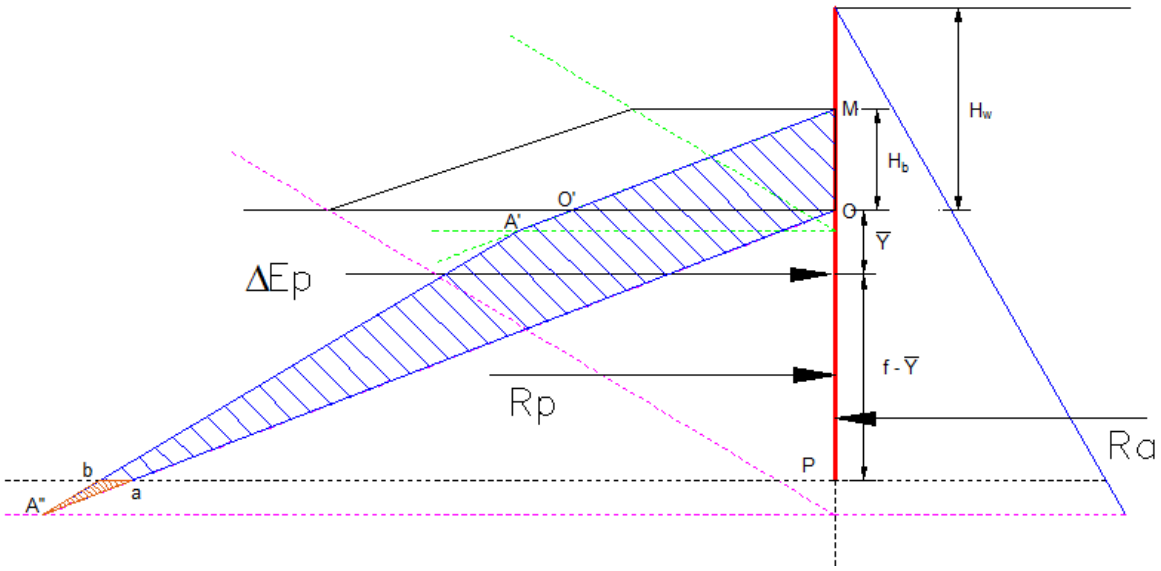
ii) Cálculo da ficha necessária: usando ábacos de ΔE_p e $\bar{Y}$, feitos a partir da equação deduzida. Ou seja, são abordagens equivalentes.

Primeiramente, obteve-se a formulação de uma ficha necessária que irá atender a estabilidade da estrutura, partindo de uma análise fixando-se o momento na base da parede igual a zero, para as diferentes geometrias da banqueta.

Nos cálculos efetuados considerou-se:

- Altura da escavação, Hw=3m e 5m.
- Ângulo de atrito, ϕ=28°.
- Inclinação da face taludada da banqueta, m= (2, 3, 4);
- Largura superior da banqueta, B_t= (1; 1,5; 2; 2,5; 3; 3,5) metro

Apresentação do perfil, reproduzido da Figura 32.



Digrama de empuxo passivo e ativo resultantes

Onde:

- $\Delta E_p = Acréscimo\ de\ empuxo\ passivo\ gerado\ pela\ banqueta$
- $R_p = Resultante\ do\ empuxo\ passivo$
- $R_a = Resultante\ do\ empuxo\ ativo$
- $\bar{Y} =$ $Ponto\ de\ aplicação\ do\ acréscimo\ de\ empuxo\ em\ referência\ \ ao\ ponto\ O$
- $H_w = Altura\ livre\ de\ parede$
- $f = Ficha\ da\ parede$
- $H = Altura\ total\ de\ parede = \ (H_w + f)$

Tabela 38- Valores de empuxos totais e ponto de aplicação em relação ao ponto P, pé da cortina.

Passivo			**Ativo**	
Área	**Empuxo total (E_i)**	**Ponto de aplicação ($\bar{Y}_i$)**	**Empuxo total (E_i)**	**Ponto de aplicação ($\bar{Y}_i$)**
$\overline{MbaO}$	ΔE_p	$f - \bar{Y}$	$R_a = \frac{\gamma K_a H^2}{2}$	$\frac{1}{3}(H_w + f)$
$\overline{OaP}$	$R_p = \frac{\gamma K_p f^2}{2}$	$\frac{1}{3}f$	---	---

Partindo da premissa:

$$\sum Momentos\ (ponto\ P) = 0$$

$$\Delta E_p x(f - \bar{Y}) + R_p x\frac{1}{3}f - R_a x\frac{1}{3}(H_w + f) = 0$$

$$\Delta E_p x(f - \bar{Y}) + \left(\frac{\gamma K_p f^2}{2}\right)x\left(\frac{1}{3}f\right) - \left(\frac{\gamma K_a (H_w + f)^2}{2}\right)x\frac{1}{3}(H_w + f) = 0$$

Obtém-se a equação:

$(\gamma K_p - \gamma K_a)f^3 - (3\gamma K_a H_w)f^2 + (6\Delta E_p - 3\gamma K_a {H_w}^2)f - (\gamma K_a {H_w}^3 + 6\Delta E_p \bar{Y}) = 0$	**(*)**

(*) equação para a obtenção da ficha necessária, em função de parâmetros do solo e parede.

i) Cálculo da ficha necessária: usando a formulação de ΔE_p e $\bar{Y}$.

Mediante a utilização da formulação obtida no Capítulo 3 (acréscimo de empuxo passivo (ΔE_p) e ponto de aplicação ($\bar{Y}$)), obtém-se na equação (*) os valores da ficha necessária que irá atender à estabilidade da estrutura.

Tabela 39 – Valores de ficha necessária que atende à estabilidade – para ϕ=28°, Hw=3m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			f (ficha necessária) (m)					
3	0,6	1 : 2	2,3	2,1	2,0	1,9	1,9	1,9
	0,6	1 : 3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,9	1,9
	0,6	1 : 4	2,1	2,0	2,0	1,9	1,9	2,0
	1,2	1 : 2	1,0	1,0	1,0	1,1	1,2	1,3
	1,2	1 : 3	1,1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	1,2	1 : 4	1,3	1,3	1,4	1,5	1,5	1,6
	1,8	1 : 2	0,6	0,6	0,7	0,8	1,0	1,1
	1,8	1 : 3	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3
	1,8	1 : 4	1,2	1,2	1,2	1,3	1,3	1,4

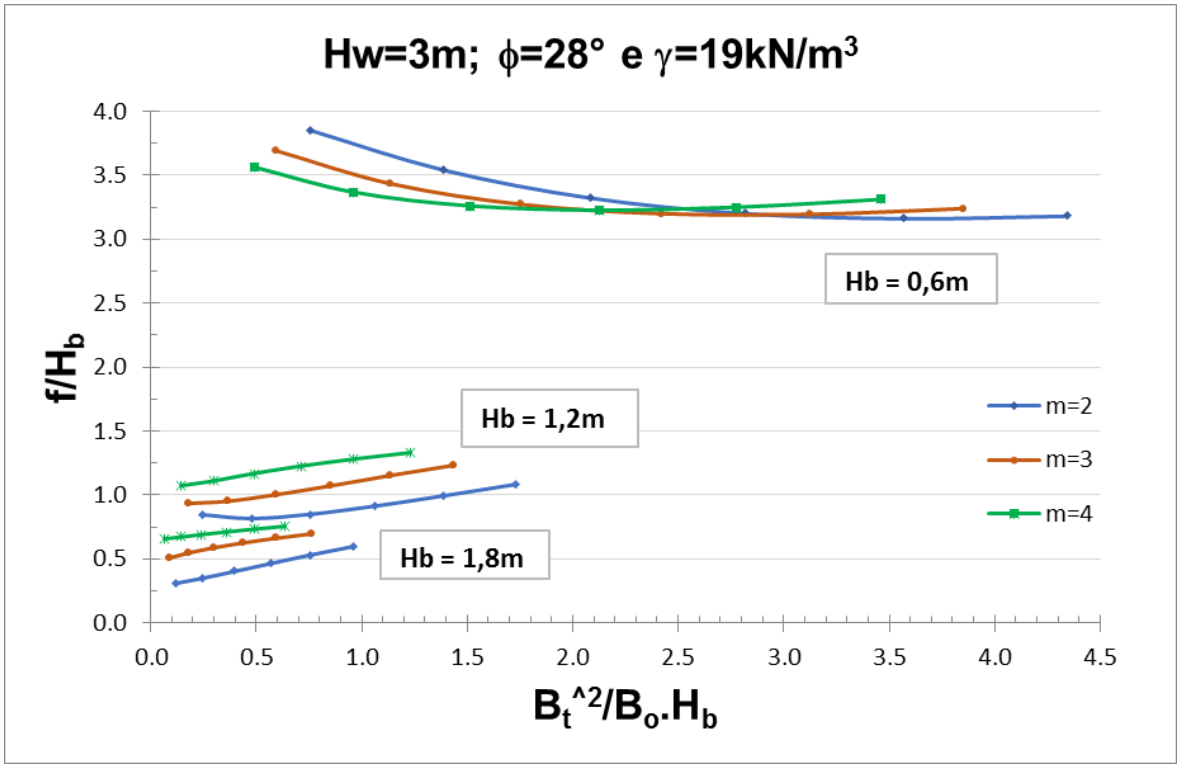


Figura 68 – Ficha necessaria – para ϕ=28°, Hw=3m.

Tabela 40 - Valores de ficha necessaria que atende a estabilidade – para ϕ=28°, Hw=5m.

Hw (m)	H_b (m)	m (VL:HL)	B_t (m)					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			f (ficha necessária) (m)					
5	1,0	1 : 2	4,2	3,9	3,7	3,5	3,4	3,3
	1,0	1 : 3	4,0	3,8	3,6	3,4	3,3	3,3
	1,0	1 : 4	3,8	3,6	3,5	3,4	3,3	3,2
	2,0	1 : 2	1,9	1,7	1,6	1,6	1,7	1,7
	2,0	1 : 3	1,9	1,9	1,9	1,9	2,0	2,0
	2,0	1 : 4	2,1	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4
	3,0	1 : 2	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2
	3,0	1 : 3	1,5	1,5	1,6	1,7	1,7	1,8
	3,0	1 : 4	2,0	2,0	2,0	2,0	2,1	2,1

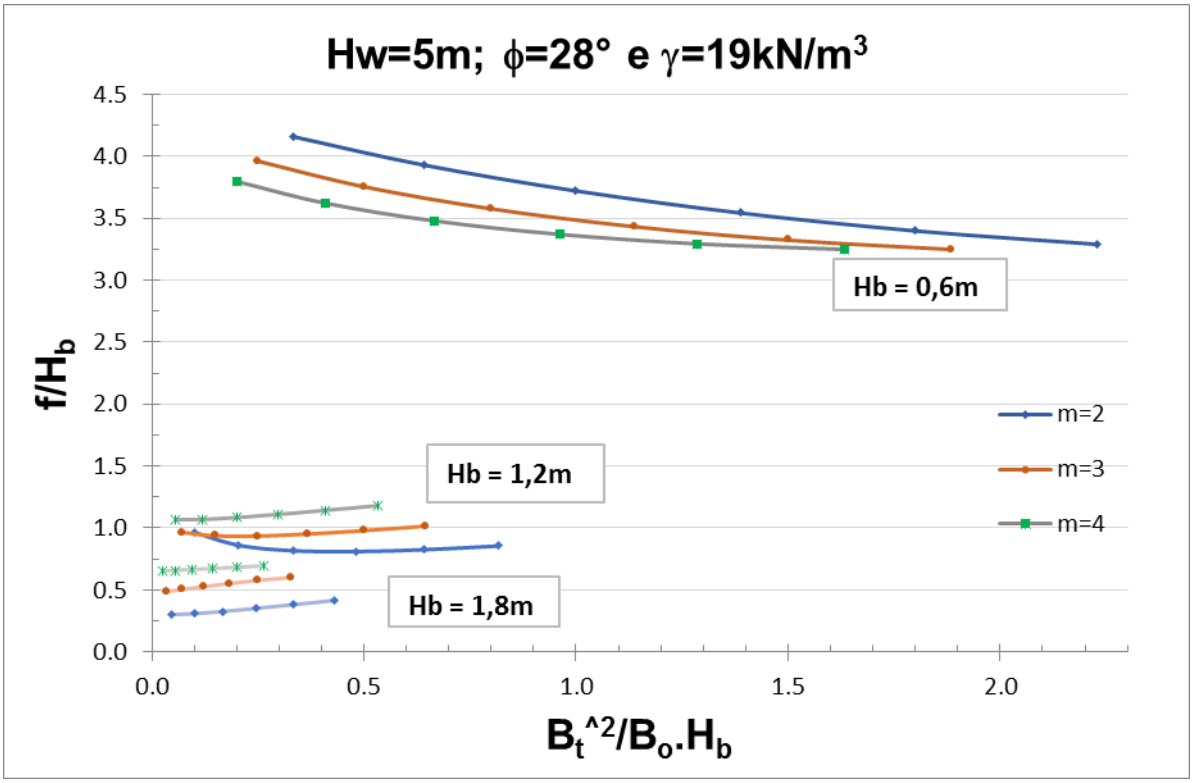
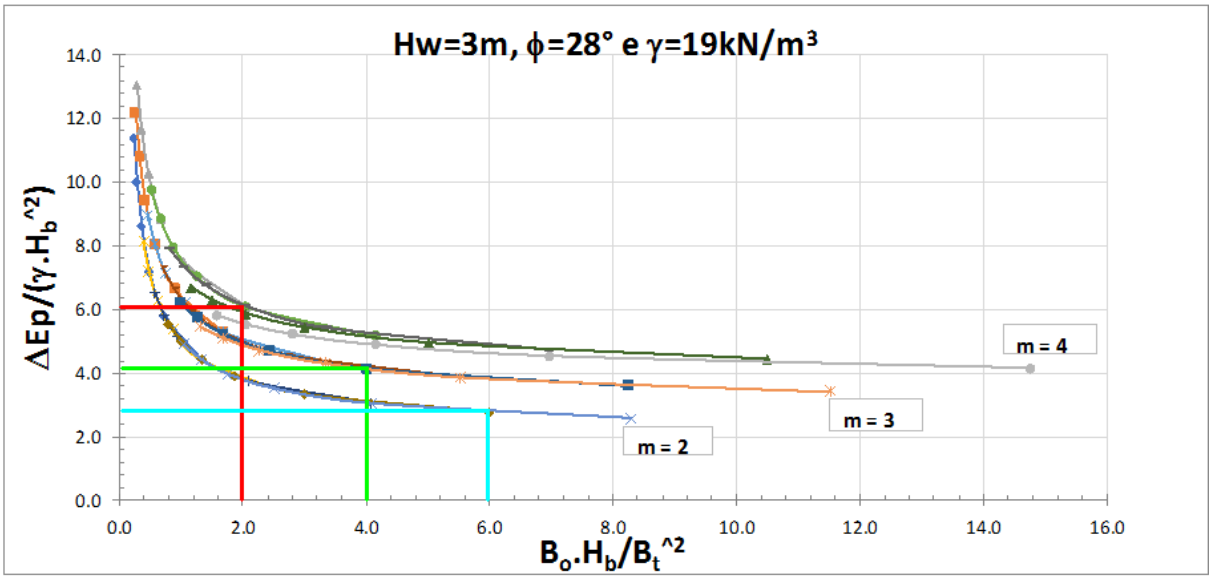


Figura 69 - Ficha necessaria – para ϕ=28°, Hw=5m.

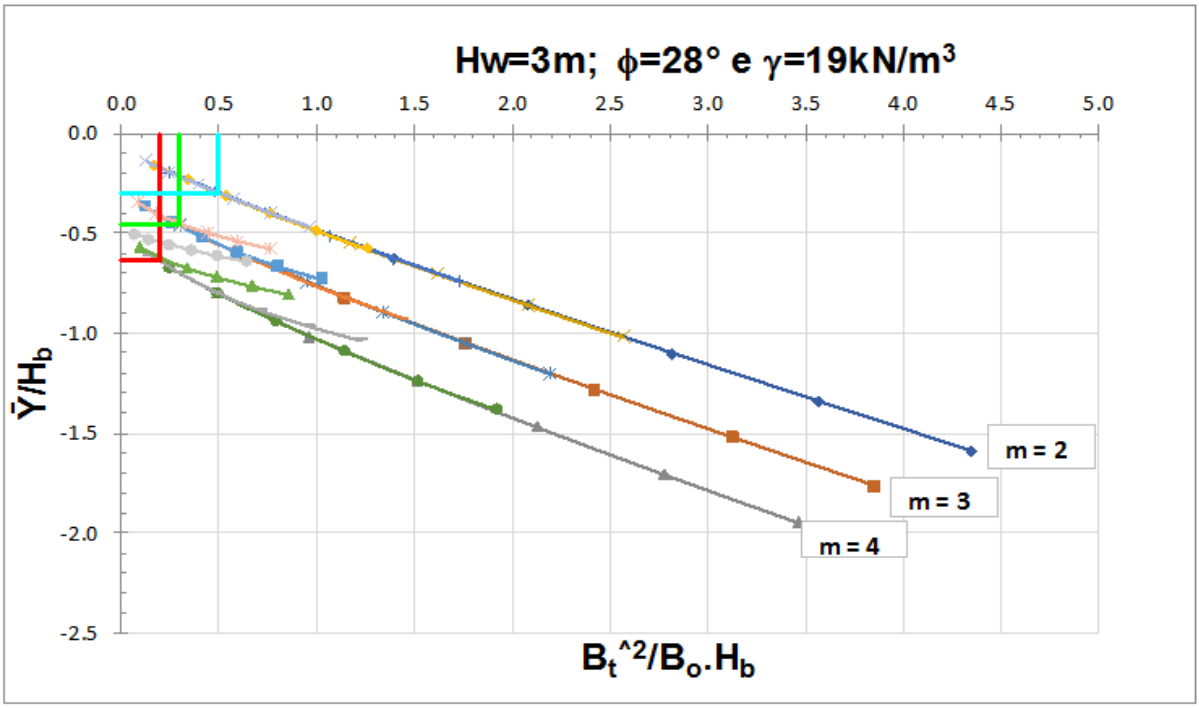
ii) Cálculo de ficha necessária: usando ábacos de ΔE_p e $\bar{Y}$.

Mediante a utilização dos ábacos analíticos (gráficos do acréscimo (ΔE_p) e ponto de aplicação ($\bar{Y}$)), obtidos no Capitulo 3, obtém-se valores do acréscimo de

empuxo passivo e ponto de aplicação, para serem usados na obtenção da ficha necessária na equação (*), como segue:



Valores obtidos no ábaco para m diferentes.



Valores obtidos no ábaco para m diferentes .

Dos ábacos mostrados acima, obtém-se os valores do acréscimo de empuxo passivo (ΔE_p) e o ponto de aplicação $(\bar{Y})$. Incluindo estes valores avaliados na equação (*), obtém-se valores da ficha:

Tabela 41 - Valores de ficha necessaria que atende a estabilidade – para ϕ=28°, Hw=3m.

Hw (m)	**H_b (m)**	**m (VL:HL)**	**Do gráfico**			**Na equação (*)**
			$B_o.H_b/Bt^{\wedge}2$	**$\Delta Ep/(\gamma.H_b^{\wedge 2})$**	**$\overline{Y}/H_b$**	**Ficha (f) (m)**
3	0,6	1 : 2	6,0	0,2	0,3	**2,7**
	0,6	1 : 3	4,0	0,3	0,5	**2,4**
	0,6	1 : 4	2,0	0,4	0,6	**2,1**
	1,2	1 : 2	6,0	0,2	0,3	**1,5**
	1,2	1 : 3	4,0	0,3	0,5	**1,2**
	1,2	1 : 4	2,0	0,4	0,6	**1,2**
	1,8	1 : 2	6,0	0,2	0,3	**1,0**
	1,8	1 : 3	4,0	0,3	0,5	**1,1**
	1,8	1 : 4	2,0	0,4	0,6	**1,3**

Do exemplo aplicativo avaliado neste item, pode-se concluir que a presença da banqueta influi consideravelmente na redução da ficha. Observa-se que para maior altura da banqueta (ou seja, maiores geometrias da banqueta) a redução da ficha é maior.

APÊNDICE D – EXECUÇÃO DE BANQUETA-CÁLCULO DO ACRÉSCIMO DE EMPUXO PASSIVO SEGUNDO FLEMING ET AL. (1985).

Na Figura 70 é apresentada a seção transversal de uma escavação com cortina em balanço com presença de banqueta utilizando a proposta de Fleming. Referindo-se a esta figura, a geometria é definida pelos seguintes elementos:

Banqueta:

H_b = Altura da banqueta

B_t = Largura superior da banqueta

B_0 = Largura inferior da banqueta

1:m = inclinação da banqueta (V: H)

Estrutura de contenção:

H_w = Altura livre da parede = altura escavada

H = Comprimento ou altura total da parede

f = Ficha

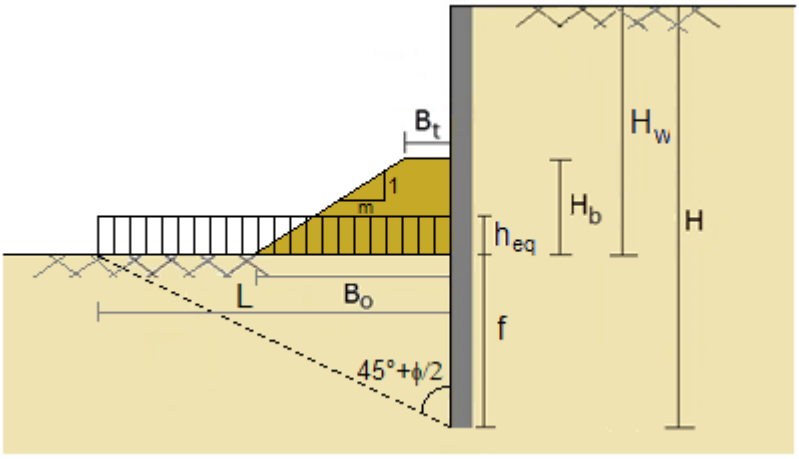


Figura 70 – Seção transversal de escavação em balanço com banqueta – Proposta de Fleming et al. (1985).

Com os procedimentos sugerido por Fleming et al. (1985) descrito no item 1.5, foi possível a obtenção do acréscimo de empuxo (ΔE_p) devido à presença da banqueta, conforme apresentado a seguir.

Considerou-se as geometrias das banquetas adotas no item 3.3:

(i) Altura da banqueta em função da altura escavada, Hb = (0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6) Hw;

(ii) Largura da banqueta inferior, Bo = (Bt+mHb);

(iii) Inclinação da face taludada da banqueta, m= (2, 3, 4);

(iv) Largura superior da banqueta, Bt= (1; 1,5; 2; 2,5; 3; 3,5) metros.

Adicionalmente considerou-se para o cálculo, o comprimento da ficha obtidos pelo método convencional, adotados item 3.3:

- ϕ =28°
- H_w = 3m
- Ficha (f) = 4m
- Altura (H) = 7m

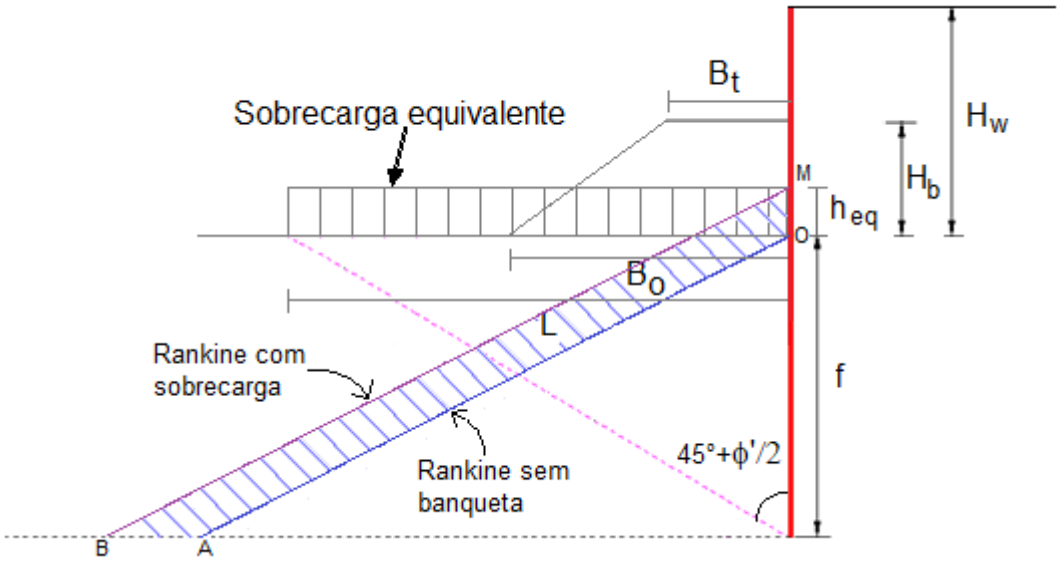


Figura 71 – Diagrama de empuxo passivo com acréscimo de empuxo gerado pela sobrecarga equivalente que substitui a banqueta

Da figura, obtém-se:

$$\tan(45° + \emptyset'/2) = \frac{L}{f}$$

$$\rightarrow \quad L = f \tan(45° + \emptyset'/2)$$

Equivalência de áreas:

Área da banqueta = área da sobrecarga equivalente

$$\frac{(B_t + B_0)}{2}.H_b = L.h_{eq}$$

$$h_{eq} = \frac{(B_t + B_0)}{2}\ x\ \frac{H_b}{L}$$

Onde:

- $B_0 = B_t + mH_b$
- $L = f\ \tan(45° + \emptyset'/2)$

Obtém-se:

$$\Rightarrow h_{eq} = \frac{(2B_t + mH_b)}{2}\ x\ \frac{H_b}{f\ \tan(45° + \emptyset'/2)}$$

Tem-se, também as tensões horizontais nos níveis a seguir:

- Nível do ponto A: $\gamma K_P f$
- Nível do ponto B: $\gamma K_P (f + h_{eq})$

Assim, obtém-se um acréscimo de empuxo passivo, região sombreada na figura (área do trapézio OMBA), como segue:

$$E_{p1} = \gamma k_p\ \frac{f^2}{2} \quad (15)$$

$$E_{p2} = \gamma k_p\ \frac{(h_{eq} + f)^2}{2} \quad (16)$$

$$\Delta E_p = E_{p2} - E_{p1}$$

$$\Delta E_p = \frac{\gamma k_p}{2}\left(h_{eq} + 2f\right)\left(h_{eq}\right) \quad (17)$$

Onde:

- $E_{p1} =$ Empuxo passivo pelo Rankine sem banqueta
- $E_{p2} =$ Empuxo passivo pelo Rankine com a sobrecarga equivalente
- $\Delta E_p =$ Acréscimo de empuxo passivo gerado pela presença da banqueta

Apresenta-se na Tabela 42, a seguir, os acréscimos de empuxo passivo (ΔE_p) obtidos a partir da utilização da expressão deduzida anteriormente ((17). Foram considerados os diferentes parâmetros geométricos adotados para a banqueta e para cortina, considerou-se solo arenoso de ângulo de atrito de 28° e altura escavada de 3m (Hw).

A Figura 72 indica curvas em que se procurou o acréscimo de empuxo passivo normalizado pela proposta de Fleming et al. (1985) versus características geométricas da banqueta, também normalizadas.

Tabela 42 - Acréscimo de empuxo passivo obtido analiticamente para ângulo de atrito 28°, Hw=3m, pela proposta de Fleming et al. (1985).

Hw (m)	**H_b (m)**	**m (VL:HL)**	**B_t (m)**					
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
			ΔEp(kN/m)					
3	0,6	1 : 2	30,9	40,8	50,8	60,9	71,1	81,4
	0,6	1 : 3	36,8	46,8	56,8	67,0	77,2	87,6
	0,6	1 : 4	42,8	52,8	62,9	73,1	83,5	93,9
	0,9	1 : 2	55,8	71,1	86,6	102,3	118,3	134,5
	0,9	1 : 3	69,5	85,0	100,7	116,7	132,9	149,3
	0,9	1 : 4	83,5	99,2	115,1	131,3	147,7	164,3
	1,2	1 : 2	87,6	108,7	130,2	152,1	174,5	197,2
	1,2	1 : 3	113,0	134,5	156,5	179,0	201,8	225,1
	1,2	1 : 4	138,9	161,0	183,5	206,5	229,8	253,6
	1,5	1 : 2	126,9	154,3	182,4	211,1	240,5	270,6
	1,5	1 : 3	168,3	196,7	225,7	255,4	285,8	316,9
	1,5	1 : 4	211,1	240,5	270,6	301,3	332,7	364,8
	1,8	1 : 2	174,5	208,8	244,1	280,3	317,5	355,7
	1,8	1 : 3	236,9	273,0	310,0	348,0	386,9	426,8
	1,8	1 : 4	302,5	340,3	379,1	418,8	459,5	501,1

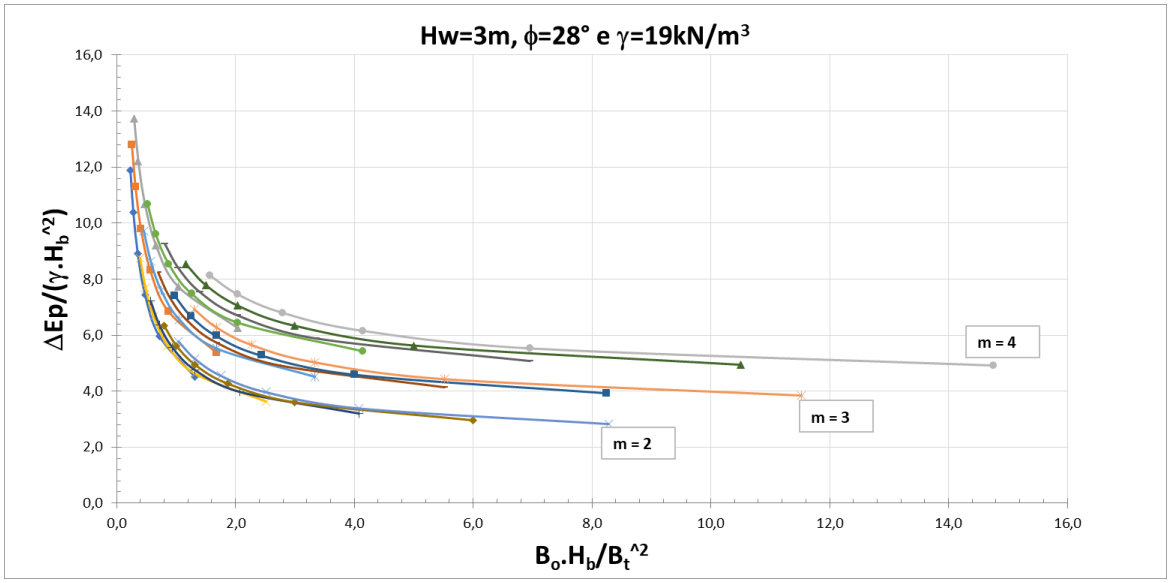


Figura 72 - Acréscimo de empuxo passivo, ΔEp, para ϕ=28°, Hw=3m, pela proposta de Fleming et al. (1985), (normalizado).