

DANIEL ROCHA LANZIERI

**Avaliação de métodos de cálculos de solos grampeados por
meio de modelagem tridimensional em elementos finitos e
caso de obra**

**SÃO PAULO
2019**

DANIEL ROCHA LANZIERI

Avaliação de métodos de cálculos de solos grampeados por meio de modelagem tridimensional em elementos finitos e caso de obra

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

**SÃO PAULO
2019**

DANIEL ROCHA LANZIERI

Avaliação de métodos de cálculos de solos grampeados por meio de modelagem tridimensional em elementos finitos e caso de obra

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

**Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica**

**Orientador:
Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto**

**SÃO PAULO
2019**

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Lanzieri, Daniel Rocha

Avaliação de métodos de cálculos de solos grampeados por meio de modelagem tridimensional em elementos finitos e caso de obra / D. R.

Lanzieri -- versão corr. -- São Paulo, 2019.

141 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Solos 2.Método dos elementos finitos 3.Modelagem computacional
4.Estudo de caso I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Dedico este trabalho à minha família e aos amigos, pois sem eles meus sonhos não se realizariam.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. José Orlando, orientador e amigo, que me guiou ao longo desta jornada com muito entusiasmo, estando sempre à disposição para nossas discussões técnicas, por vezes, deixando seu papel de orientador e atuando como conselheiro.

À Michele, minha esposa, pelo companheirismo, paciência e compreensão, sempre ao meu lado, apoiando e torcendo.

À Nouh Engenharia, pela convivência e apoio, que não apenas neste trabalho, como em toda minha formação profissional, me enriqueceram com conhecimentos inestimáveis, atuando sempre na vanguarda da engenharia geotécnica.

Ao grande amigo Leandro Rasmussem, um entusiasta da geotecnia, por compartilhar seu elevadíssimo conhecimento em modelagens numéricas nas várias horas que gastamos com discussões técnicas ao telefone e, de vez em quando, no horário do almoço.

Ao Prof. Dr. Waldemar Hachich, a quem admiro e considero, que desde a época da graduação compartilha seu conhecimento, sendo muito presente e prestativo.

Ao engenheiro Alberto Zirlis da empresa Solotrat, que me recebeu de braços abertos em seu escritório e, após uma conversa prazerosa sobre a técnica de solos grampeados, me forneceu materiais importantes sobre a obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa.

Ao Prof. Dr. Paolo Alfredini, a quem serei sempre grato pela amizade, por me introduzir na área de pesquisas e pelo apoio, mesmo antes de me tornar engenheiro.

Aos amigos e familiares pelo apoio, sempre me impulsionando e motivando cada vez mais o meu desenvolvimento profissional.

“A percepção do desconhecido é a mais fascinante das experiências. O homem que não tem os olhos abertos para o misterioso passará pela vida sem ver nada.”

(Albert Einstein)

RESUMO

O presente trabalho avaliou métodos de cálculo consagrados internacionalmente de estruturas de contenção estabilizadas pela técnica de solo grampeado. A obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa em São Paulo/SP, que contou com significativa investigação geotécnica de campo e de laboratório e instrumentação e monitoramento durante e após as etapas executivas, serviu de base para elaboração e calibração de modelos computacionais tridimensionais, em elementos finitos, de forma a servirem de comparação com os métodos de cálculos analíticos. A avaliação dos diversos métodos compreendeu os esforços nos grampos (tração, cisalhamento e momento fletor), posição geométrica dos esforços de tração máxima, forma e local da superfície de ruptura e fator de segurança obtido. Verificou-se que, para as condições apresentadas na obra, a maior parte dos métodos de cálculo apresentaram fatores de segurança superiores ao MEF, com valores de 1 a 213 %, com exceção do método de Davis. Os resultados mostraram que o método de empuxo empregado pela FHWA, apesar de ter sido mais arrojado que o modelo de referência em 11 %, se mostrou um método simples e acurado para cálculos expeditos. Conclui-se que o uso do software comercial se mostrou a melhor ferramentas para o cálculo do solo grampeado, obtendo resultados muito próximos ao do modelo numérico com a possibilidade de consideração da estratigrafia do subsolo e de permitir uma análise mais completa do dimensionamento como um todo (geometria, parametrização, visualização das análises e resultados, consideração do nível de água, análises probabilísticas e etc.).

Palavras chaves: estabilização, dimensionamento, simulação numérica.

ABSTRACT

The present work evaluated internationally recognized calculation methods of containment structures stabilized by the soil nailing technique. The work of the New Hospital of Beneficência Portuguesa in São Paulo, SP, which consisted of significant field and laboratory geotechnical investigation and instrumentation and monitoring during and after the executive stages, served as the basis for the elaboration and calibration of three-dimensional computational models in elements finite, in order to serve as comparison for analytical analyzes. The evaluation of the various methods involved the stresses in the nails (tensile, shear and bending moment), geometric position of the maximum tensile stresses, the shape of the rupture surface and obtained safety factor. It was verified that, for the conditions presented in the work, most of the calculation methods resulted safety factor higher than MEF, with values from 1 to 213 %, with the exception of the Davis method. The results showed that the buoyancy method employed by FHWA, despite being bolder than the reference model in 11 %, proved to be a simple and accurate method for fast calculations. It was concluded that the use of commercial software proved to be the best tools for the calculation of soil nailing, obtaining results very close to the numerical model with the possibility of considering the stratigraphy of the subsoil and to allow a more complete analysis of the whole scale (geometry, parameterization, visualization of analyzes and results, consideration of water level, probabilistic analyzes and etc.).

Key words: stabilization, design, numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Superfície de ruptura no processo de dimensionamento de Coulomb.	28
Figura 2– Superfície de ruptura bilinear proposta no Método Alemão (adaptado de Stocker et al. (1979 apud CLOUTERRE, 1991).	29
Figura 3 – combinação dos critérios C1 ao C4.....	32
Figura 4 – Determinação dos esforços no grampo pelo princípio do máximo trabalho.....	32
Figura 5 – Efeitos da resistência de cisalhamento lateral nas análises de estabilidade (STARK,2003).	36
Figura 6– Vista geral da obra durante a primeira etapa de estabilização da escavação do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa (Fonte: Pitta et al., 2013).	41
Figura 7– Planta da escavação para ampliação do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa. (Fonte: Décourt et al., 2003).....	42
Figura 8 – À esquerda, vista frontal da “Cortina” 2, e à direita, seção transversal do maciço estabilizado. (Fonte: Décourt et al., 2003)	42
Figura 9–vistas frontais das “cortinas” 6 e 6A, respectivamente, da esquerda para a direita. (Fonte: Décourt et al., 2003).....	43
Figura 10– Perfil geológico-geotécnico idealizado do subsolo.....	45
Figura 11– Resultados dos ensaios triaxiais executados na 1ª e 2ª etapa. (Adaptado de Décourt et al., 2003)	47
Figura 12– Resultado de G_0 obtidos a partir dos ensaios de Cross-hole e por correlação com N_{SPT} . (Fonte: Décourt et al., 2003)	50
Figura 13– Resultado dos ensaios de coluna ressonante realizados na primeira etapa. (Adaptado de Décourt et al., 2003)	50

Figura 14– Resultado dos ensaios de coluna ressonante realizados na segunda etapa. (Adaptado de Décourt et al., 2003)	51
Figura 15– Resultados de G_0 obtidos a partir dos ensaios de coluna ressonante e cross-hole. 52	
Figura 16– Planta da escavação e a representação da área modelada, destacada pela linha vermelha pontilhada.	58
Figura 17 – Modelo tridimensional da região estudada.	59
Figura 18 – Seção representativa de solo grampeado utilizado nas análises dos métodos de dimensionamento.....	61
Figura 19– Modelo tridimensional de uma coluna representativa de solo grampeado.	62
Figura 20 – Modelo de elementos finitos utilizado na simulação do ensaio de arrancamento.	64
Figura 21– Deformações logarítmicas ¹ totais.....	66
Figura 22 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à primeira etapa de escavação, com 2,0 m de desnível.	68
Figura 23 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à segunda etapa de escavação, com 3,35 m de desnível.	68
Figura 24 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à terceira etapa de escavação, com 4,70 m de desnível.	68
Figura 25 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à quarta etapa de escavação, com 6,05 m de desnível.	69
Figura 26 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à quinta etapa de escavação, com 7,40 m de desnível.	69
Figura 27 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à sexta etapa de escavação, com 8,75 m de desnível.....	69
Figura 28 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à sétima etapa de escavação, com 10,10 m de desnível.	70

Figura 29 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à oitava etapa de escavação, com 11,50 m de desnível.	70
Figura 30 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 após todas etapas de escavação.	71
Figura 31 – Deslocamentos horizontais registrados pelo inclinômetro SI-1 e obtidos pelo modelagem.	72
Figura 32 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 816 m, a 1,5 m abaixo do topo da contenção.	73
Figura 33 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 814,5, a 3 m abaixo do topo da contenção.	73
Figura 34 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 811,5, a 6 m abaixo do topo da contenção.	74
Figura 35 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 808,5, a 9 m abaixo do topo da contenção.	74
Figura 36 – Deslocamentos horizontais (m) na direção perpendicular à “Cortina” 6 após todas etapas de escavação.	75
Figura 37 – Recalques calculados, obtidos após todas as etapas de escavação. (unidade: m).	76
Figura 38 – Recalques após todas as etapas de escavação, na seção transversal da “Cortina” 2. (unidade: m).....	76
Figura 39 – Gráfico tração x deslocamento do ensaio de arrancamento virtual.....	78
Figura 40 – Diagramas de força de tração.	79
Figura 41 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 1ª linha.	80
Figura 42– Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 2ª linha.	80
Figura 43 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 3ª linha.	81

Figura 44 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 4ª linha.	81
Figura 45 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 5ª linha.	81
Figura 46 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 6ª linha.	81
Figura 47 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 7ª linha.	82
Figura 48 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 8ª linha.	82
Figura 49 – Gráfico do adimensional “K” em função da profundidade.	83
Figura 50 – Gráficos do parâmetro K em função da profundidade. (Fonte: Clouterre, 1991).	84
Figura 51 – Diagramas de empuxo sugeridos por: a) Peck (1969) para argila mole à média; b) Peck (1969) para argila dura fissurada; c) NC03 (1980) para argilas vermelhas e solos variegados de São Paulo.	85
Figura 52 – Gráfico K em função da profundidade e diagramas de empuxo sugeridos por Peck (1969) e NC03 (1980).	86
Figura 53– Gráfico da tração máxima dos grampos normalizada. (adaptado de Byrne et al. 1998)	87
Figura 54 – Gráfico da tração dos grampos próximo à face normalizada. (adaptado de Byrne et al. 1998).....	87
Figura 55 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 1ª linha.	88
Figura 56 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 2ª linha.	88
Figura 57– Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 3ª linha.	88
Figura 58 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 4ª linha.	89
Figura 59 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 5ª linha.	89
Figura 60 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 6ª linha.	89
Figura 61 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuantes no grampo da 7ª linha.	89

Figura 62 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 8ª linha.	90
Figura 63 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 1ª linha.	91
Figura 64 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 2ª linha.	91
Figura 65 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 3ª linha.	91
Figura 66 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 4ª linha.	92
Figura 67 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 5ª linha.	92
Figura 68 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 6ª linha.	92
Figura 69 – Diagrama dos esforços cortantes atuantes no grampo da 7ª linha.	92
Figura 70 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 8ª linha.	93
Figura 71-Superfície de ruptura obtida pela modelagem numérica.	94
Figura 72– Exemplo de superfície de ruptura passando por baixo do paramento do solo grampeado. (adaptado de Clouterre, 1991)	95
Figura 73– Diagrama de empuxo ativo determinado pelo método de Rankine.	97
Figura 74– Superfície de ruptura e diagrama de empuxo ativo setorizado, determinado pelo Método de Rankine.....	98
Figura 75– Superfície de ruptura do Método de Rankine utilizada no dimensionamento pelos métodos do empuxo I, II e III.	100
Figura 76– Superfície de ruptura obtida pelo Método de Coulomb (medidas em m).	102
Figura 77– Superfície de ruptura obtida pelo Método Alemão (medidas em m).	103
Figura 78– Superfície de ruptura obtida pelo Método de Davis (medidas em m).....	104
Figura 79 – Diagrama de iteração gerado pelo Programa Oblíqua.	107
Figura 80 - Envoltória de resistência do grampo no plano T_n vs T_c referente ao quarto critério.	108

Figura 81 – Combinação das envoltórias de resistência determinadas pelos critérios 2, 3 e 4.	108
Figura 82 – Combinação das envoltórias de resistência determinadas pelos critérios 2, 3 e 4.	109
Figura 83 – Análise de estabilidade: Bishop Simplificado.....	110
Figura 84 – Análise de estabilidade: Morgenstern & Price.....	110
Figura 85– Resultado da análise de estabilidade calculada pelo Método Bishop Simplificado.	111
Figura 86– Resultado da análise de estabilidade calculada pelo Método Morgenstern & Price.	112
Figura 87 – Superfícies de ruptura definidas pelos métodos de dimensionamento analíticos.	113
Figura 88 –Superfícies de ruptura definidas pelos métodos analíticos e pela modelagem. ...	114
Figura 89– Superfícies de ruptura e a de máxima tração nos grampos. (adaptado de Lazarte et al., 2015 – Manual da FHWA).	116
Figura 90 - Tração atuante nos grampos.	116
Figura 91 – Comparação dos fatores de segurança do métodos de cálculo com o do MEF. .	122
Figura 92 – Erro dos fatores de segurança dos métodos de cálculo em relação ao MEF.....	123
Figura 93 – Método de Coulomb - Superfície de ruptura e esforços atuantes.	136
Figura 94 - Planilha eletrônica utilizada no dimensionamento do solo grampeado pelo método de Coulomb.	138
Figura 95 – Superfície de ruptura bi-linear considerada no método alemão.....	139
Figura 96 - Planilha eletrônica utilizada no dimensionamento do solo grampeado pelo método alemão.....	140

Figura 97 – Superfície de ruptura considerada no método de Davis..... 141

Figura 98- Planilha eletrônica utilizada no dimensionamento do solo grampeado pelo método de Davis. 141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Métodos de cálculo de solo grampeado e suas características (SILVA, 2010; ABRAMENTO et al., 1998; CAMARGO, 2005; LIMA 2007).....	25
Tabela 2- Compilação de resultados de modelagens numéricas de solo grampeado realizadas por diversos autores (fonte: Jiménez, 2008).....	38
Tabela 3– Resumo dos parâmetros de resistência e peso específico da argila porosa vermelha e argila rija vermelha.....	48
Tabela 4– Parâmetros de resistência das camadas de solo utilizados na modelagem numérica	48
Tabela 5– Parâmetros de deformabilidade das camadas de solo utilizados na modelagem numérica	54
Tabela 6– Parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais utilizados nos grampos e paramento.	54
Tabela 7 – Resumo dos ensaios de arrancamento dos grampos (adaptado de Décourt et al., 2003).....	55
Tabela 8 – Parâmetros de resistência dos elementos de interface do solo grampeado.....	78
Tabela 9 – Esforços de tração atuantes nos grampos.	82
Tabela 10 – Esforços de flexão atuantes nos grampos.	90
Tabela 11 – Esforços de cisalhamento máximo atuantes nos grampos.....	93
Tabela 13- Características das camadas e parâmetros geomecânicos	96
Tabela 14- Parâmetros geomecânicos da camada de solo equivalente.	96
Tabela 15 – Resumo dos esforços resistentes e atuantes determinados pelo método do empuxo I.....	99

Tabela 16 - Resistências dos grampos utilizadas no dimensionamento pelo método do empuxo II.	100
Tabela 17 – Resumo dos esforços resistentes e atuantes no solo grampeado.	101
Tabela 18 –Esforços atuantes nos grampos determinados pelo princípio do máximo trabalho.	109
Tabela 19 – Esforços de tração atuantes nos grampos com MEF em equilíbrio.....	118
Tabela 20 - Comparação do esforços de tração nos grampos com MEF na ruptura.	119
Tabela 21 - Esforços de cisalhamento determinados pelo MEF e pelo Multicritério.	120
Tabela 22– Esforços de flexão determinados pelo MEF e pelo Multicritério.....	121
Tabela 23 – Fatores de segurança obtidos nas análises.	122

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
2.1	Histórico.....	21
2.2	Métodos de dimensionamento de solo grampeado	22
2.2.1	Método do Empuxo I	25
2.2.2	Método do Empuxo II.....	26
2.2.3	Método do Empuxo III.....	27
2.2.4	Método de Coulomb.....	27
2.2.5	Método Alemão.....	28
2.2.6	Método de Davis	30
2.2.7	Método Francês ou Multicritério	31
2.2.8	Programa Comercial	32
2.3	Modelos de estruturas de solo grampeado.....	33
2.3.1	Modelos em escala real	33
2.3.2	Modelos em laboratório	34
2.3.3	Modelos Numéricos	34
2.3.4	Determinação dos fatores de segurança na modelagem numérica.....	39
3	MATERIAIS E MÉTODOS	40
3.1	Estudo de caso da obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa.....	40
3.1.1	Sobre a obra	40
3.1.2	Investigação geotécnica	43
3.1.3	Parâmetros de resistência utilizados nas análises	46
3.1.4	Parâmetros de deformabilidade utilizados nas análises	49
3.1.5	Parâmetros empregados para outros materiais.....	54
3.1.6	Resistência na interface entre o solo e o grampo (q_s)	54
3.2	Verificação do solo grampeado pelos métodos de cálculo propostos	55

3.3	Modelagem da escavação	57
3.3.1	Modelo 3D da escavação	57
3.3.2	Modelo 3D com apenas uma coluna de grampos	60
3.3.3	Modelo para simular os ensaios de arrancamento	62
4	RESULTADOS	65
4.1	Resultados do Modelo 3D da escavação contemplando as “cortinas” 2 e 6A	65
4.1.1	Deformações	66
4.1.2	Deslocamentos horizontais	67
4.1.3	Recalques	75
4.2	Arrancamento dos Grampos	77
4.3	Modelo 3D de uma única coluna de grampos.....	79
4.3.1	Tração nos grampos e na face	79
4.3.2	Momento nos grampos.....	88
4.3.3	Cortante nos grampos.....	91
4.3.4	Superfície de ruptura obtida	94
4.4	Análise de estabilidade pelos métodos de cálculo analíticos.....	95
4.4.1	Método do Empuxo I (Empuxo setorizado).....	97
4.4.2	Método do Empuxo II (Empuxo Total)	99
4.4.3	Método do Empuxo III (FHWA)	101
4.4.4	Método de Coulomb.....	102
4.4.5	Método Alemão.....	103
4.4.6	Método de Davis	104
4.4.7	Multicritério	105
4.4.8	Programa Comercial	111
4.5	Avaliação dos métodos de cálculo usando a modelagem numérica	112
4.5.1	Superfícies de ruptura	113
4.5.2	Superfície das máximas trações no grampo.....	115
4.5.3	Tração máxima no grampo	117

4.5.4 Esforços de cisalhamento máximo no grampo	119
4.5.5 Momentos fletores nos grampos	120
4.5.6 Fatores de segurança	121
5 CONCLUSÕES.....	125
BIBLIOGRAFIA	129
APÊNDICE A.....	136
APÊNDICE B	139
APÊNDICE C.....	141

1 INTRODUÇÃO

Desde sua primeira utilização, por volta da década de 1960, a técnica de estabilização de solos por meio da inclusão de barras passivas no maciço (solo grampeado) tem sido cada vez mais utilizada em todo o mundo. Isto é atribuído a fatores que favorecem o crescimento da utilização dessa técnica, como por exemplo: custos baixos (quando comparados aos de outras soluções), executável em quase todos os tipos de solos, equipamentos pequenos, etc. Seguindo na mesma direção do aumento de obras executadas com o emprego dessa técnica, inúmeros métodos para dimensionamento de solo grampeado foram desenvolvidos e publicados. Alguns desses métodos foram criados a partir de observação do comportamento de estruturas reforçadas, por exemplo, o Método Alemão, e outros por meio de resultados de ensaios e modelagens numéricas, por exemplo, o Método de Davis. Além destes, há também os que foram desenvolvidos algebricamente, aplicando os conceitos da mecânica dos solos, como por exemplo, o Método de Coulomb. Os métodos, em sua grande maioria, baseiam-se no equilíbrio limite, onde são determinados os esforços necessários, por meio da inclusão de grampos, para que haja equilíbrio entre os esforços solicitantes e resistentes atuantes no maciço terroso.

Apesar de todos os métodos de cálculo apresentados neste trabalho serem baseados no equilíbrio limite, cada um apresenta suas próprias hipóteses e simplificações. As principais diferenças entre os métodos de cálculo residem na geometria da superfície de ruptura e os tipos de esforços envolvidos. Com relação às superfícies de ruptura, podem ser empregadas com geometria plana, bilinear, circular, parabólica, log-espiral, etc. Os esforços envolvidos nas análises também são fatores importantes, algumas metodologias de dimensionamento consideram apenas a tração como esforço estabilizante, outras admitem que os esforços de cisalhamento e o de flexão também contribuem na estabilização do maciço.

Desde o surgimento dos primeiros métodos, inúmeros projetos foram desenvolvidos e executados com base em seus conceitos, comprovando a aplicabilidade deles. Contudo, nas últimas décadas, o advento da tecnologia e aumento da capacidade de processamento dos computadores tornou acessível a aplicação de modelagens numéricas, como por exemplo, o método dos elementos finitos (MEF) para o cálculo de problemas relacionados à engenharia, como é o caso de solos estabilizados com grampos. Nesta poderosa ferramenta de análise, não só os esforços na iminência do colapso podem ser observados (como ocorre nos métodos baseados no equilíbrio limite), como também as deformações e o comportamento resultante da

interação solo-estrutura. Porém, a utilização deste recurso demanda um alto custo computacional, exigindo a disponibilidade de *softwares* específicos, tempo para modelagem e processamento, operador com domínio da ferramenta e dos modelos constitutivos, etc. Esses motivos fazem com que o dimensionamento de solos grampeados por métodos analíticos que empregam o equilíbrio limite ainda sejam muito utilizados.

Neste trabalho foram analisados alguns dos métodos de cálculo apresentados na literatura. Para tal, foram elaborados modelos numéricos, calibrados pelo estudo de caso da obra do novo Hospital da Beneficência Portuguesa, para servir de comparação. Com base nos resultados obtidos pelo MEF, comparou-se os métodos de cálculos analíticos, identificando quais deles empregaram hipóteses mais realistas, como por exemplo, geometria da superfície de ruptura e distribuição dos esforços nos grampos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico

A técnica de solo grampeado surgiu com a necessidade de se estabilizar escavações de minas para extração de minérios, sendo, inicialmente, restrita à engenharia de minas. Esta técnica começou a ser difundida após a segunda guerra mundial, em 1959, quando o primeiro reforço envolvido por resina foi instalado na Alemanha (BELVEREDGE, 1973). Na Europa, a técnica de solo grampeado foi introduzida a partir de 1960, após o surgimento do *New Austrian Tunneling Method* (NATM), desenvolvido pelo professor Landislaus Von Rabcewicz a partir de 1945. Essa técnica era utilizada para estabilizar túneis executados em rocha, combinando revestimento flexível de concreto com inserções de barras passivas (barras de aço). Mais tarde, o conceito de combinar reforços de aço passivos e concreto projetado foi estendido para projetos de estabilização de taludes em rocha (LANG, 1961 apud LAZARTE et al., 2015), sendo sua utilização, posteriormente, estendida para estabilização de encostas e escavações em solo. Em 1972, próximo a Versalhes, na França, em um projeto de ampliação de uma estrada de ferro, grampos foram utilizados para estabilizar corte de encosta com aproximadamente 20 m de altura. A execução dessa obra provou que solo grampeado era uma técnica viável e com tempo de construção menor do que outros métodos convencionais (LAZARTE et al., 2015). Após a conclusão do projeto de Versalhes, o uso da técnica de solo grampeado tornou-se comum na França e em outros países europeus.

Na Alemanha, a primeira utilização propriamente dita desta técnica ocorreu em 1975 (STOCKER et al., 1979). Após essa obra, a Universidade de Karlsruhe, na Alemanha, e a Bauer, uma grande empresa alemã, firmaram parceria entre 1975 e 1981 e criaram um programa de pesquisa que envolveu testes em larga escala em paredes experimentais (GASSLER e GUDEHUS, 1981; SCHLOSSER e UNTERREINER, 1990).

Uma das primeiras aplicações de solo grampeado nos Estados Unidos foi feita em 1976, sendo utilizada para estabilizar escavação de aproximadamente 15 m de altura, executada para ampliação do Good Samaritan Hospital, situado em Portland, Oregon. Na ocasião, estimou-se que a obra executada com esse sistema consumiu quase a metade do tempo e 85% dos custos de uma obra de escavação convencional (BYRNE et al., 1998). Desde sua introdução no país, o uso de solo grampeado vem sendo cada vez mais observado em projetos rodoviários nos EUA.

Lazarte et al. (2015) atribuem a esse fenômeno a alta viabilidade dos projetos e baixos custos da execução do solo grampeado. Seguindo na mesma direção do crescimento da quantidade de obras realizadas com essa técnica, notou-se, no país, o aumento significativo na quantidade de executores qualificados nesse tipo de trabalho.

Em 1979, esse sistema de estabilização já estava consolidado nos EUA, França e Alemanha, quando aconteceu em Paris um simpósio de solo grampeado. Tal encontro permitiu a troca de informações de engenheiros de vários países, contribuindo para o avanço da técnica no mundo (SILVA, 2009).

Foi criado na França, em 1986, o projeto Clouterre (solo pregado/grampeado em francês), envolvendo setores privados e públicos, onde foram realizados testes em larga escala, como o monitoramento de paredes estabilizadas em serviço, testes de campo e simulações numéricas (SCHLOSSER, 1983; CLOUTERRE, 1991).

No Brasil, a técnica de solo grampeado pode ser dividida em duas fases: uma empírica, e outra mais recente e mais arrojada, com elaboração de projetos de maneira racional. A primeira fase se deu em 1970 de maneira intuitiva, onde foram utilizados grampos na estabilização dos emboques dos túneis executados em NATM da adutora do Sistema Cantareira em São Paulo. Foram, também, executadas estabilizações na Ferrovia do Aço em Minas Gerais. Os brasileiros encontraram facilidades para a utilização dessa técnica devido à grande familiaridade que tinham com as cortinas atirantadas, que haviam sido introduzidas no país desde 1957. A segunda fase se iniciou em 1980 com o emprego de cálculos baseados no equilíbrio limite, aumentando a confiabilidade nos projetos, possibilitando sua utilização em obras de maior porte (ORTIGÃO, 1993).

2.2 Métodos de dimensionamento de solo grampeado

Os métodos de dimensionamento analíticos, em sua grande maioria, baseiam-se no equilíbrio limite, em que é verificado o equilíbrio entre os esforços solicitantes e resistentes atuantes no maciço e reforços. Cada método apresenta suas simplificações e hipóteses, sendo as principais diferenças entre eles a geometria da superfície de ruptura e os esforços envolvidos (tração, cisalhamento e momento fletor). Na literatura são encontrados inúmeros métodos de

dimensionamento de solo grampeado. Esses foram, ao longo dos anos, utilizados no dimensionamento de grande quantidade de projetos.

Segundo Ehrlich e Becker (2011), o dimensionamento por equilíbrio limite é, provavelmente, muito empregado pela facilidade de seu uso e a familiaridade do projetista com os conceitos utilizados. As hipóteses básicas adotadas nesses métodos são:

- Estrutura em situação de colapso iminente;
- Superfície de ruptura conhecida;
- Comportamento rígido do solo, perfeitamente plástico;
- Inclinação e distribuição dos reforços ao longo da superfície de ruptura são conhecidas;
- Mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo ao longo de toda a superfície de ruptura.

Ao se dimensionar um solo estabilizado com grampos, devem ser observados critérios referentes à estabilidade interna e à estabilidade externa do maciço reforçado. A estabilidade interna está relacionada aos esforços atuantes no interior do maciço estabilizado e, na grande maioria dos métodos, sua verificação é feita igualmente com emprego do equilíbrio limite, onde é examinado o equilíbrio entre as forças solicitantes, como peso da cunha de ruptura e sobrecarga atuante na superfície, e as forças resistentes, como atrito e coesão na superfície de ruptura, além dos esforços resistidos pelos grampos. As verificações de estabilidade externa são empreendidas para verificar se o sistema de solo grampeado é capaz de resistir às forças solicitantes induzidas pela escavação, tensões de serviço e carregamentos externos (LAZARTE et al., 2015).

De acordo com Ehrlich (2003), o dimensionamento do solo grampeado em relação à estabilidade externa pode ser realizado, considerando o maciço reforçado como uma estrutura monolítica, com comportamento semelhante a um muro de gravidade. Assim, o monólito formado pela região reforçada do maciço deve ter base com largura suficiente para resistir aos esforços gerados pelo empuxo ativo do maciço à montante dos reforços. As análises que devem ser empreendidas na avaliação da estabilidade externa são as mesmas de um muro de gravidade tradicional:

- Deslizamento do contato entre a base e o solo de fundação;

- Tombamento em torno do pé;
- Plastificação sob o pé do muro devido ao desenvolvimento de tensões acima da capacidade de carga do solo de fundação;
- Ruptura generalizada do maciço, com superfície de ruptura passando por trás dos grampos.

Apesar de alguns autores mencionarem a verificação da estabilidade externa do maciço grampeado, os modos de rupturas observados em maciços grampeados estão mais relacionados ao arrancamento dos grampos, rompimento das barras dos grampos e puncionamento da face pelos grampos do que à estabilidade externa propriamente dita. Em relação a isso, quanto mais espaçadas forem as malhas de distribuição dos grampos menores serão as chances de ocorrerem rupturas relacionadas à estabilidade externa.

No caso das análises de estabilidade interna, deve-se verificar a possibilidade de arrancamento do reforço e da ruptura da barra de aço que compõe o grampo. No caso do arrancamento, o comprimento dos grampos deve ser tal que possa resistir, devido à resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo da zona resistente, aos esforços impostos pela zona ativa. No caso da ruptura da barra, deve-se garantir que a resistência à tração de sua seção de aço seja suficiente para resistir aos esforços a ela impostos (CLOUTERRE, 1991).

Em complemento às verificações mencionadas anteriormente, há, também, a necessidade de se realizar análises de estabilidade local no paramento, verificando se os elementos que o compõem são capazes de resistir aos esforços de puncionamento, flexão, etc.

Ao longo dos anos, vários autores desenvolveram metodologias para calcular a estabilidade de solos reforçados. Nesta dissertação serão avaliados:

1. Métodos que consideram exclusivamente esforços de tração nos grampos:
 - a. Métodos de Empuxo (STEWART et al., 1977) e (BRIAUD AND LIM, 1997; LAZARTE et al. 2015) - II E III);
 - b. Método de Coulomb (SILVA e VIDAL, 1999);
 - c. Método Alemão (STOCKER et al., 1979);
 - d. Método de Davis (SHEN et al., 1980).

2. Métodos que podem considerar esforços de tração, cisalhamento e flexão nos grampos:
 - a. Método Francês ou Multicritério (SCHLOSSER, 1983);
 - b. Software comercial (por exemplo, Slide).

A seguir, na Tabela 1, resumo contemplando estes métodos de cálculo e suas características. Na sequência será feita uma breve descrição de cada método.

Tabela 1- Métodos de cálculo de solo grampeado e suas características (SILVA, 2010; ABRAMENTO et al., 1998; CAMARGO, 2005; LIMA 2007).

	Método do Empuxo*I, II e III	Método de Coulomb	Método Alemão	Método de Davis	Multicritério	Programa Comercial**
Referência	Steward et al.1977	Silva e Vidal, 1999	Stocker et al. 1979	Shen et al. 1980	Schlosser, 1983	-
Divisão do solo	1 cunha	1 cunha	2 cunhas	2 blocos	Fatias	Fatias
Fator de segurança	Global e local	Global	Global	Global	Global e local	Global e local
Superfície de ruptura	Planar	Planar	Bi-linear	Parabólica	Circular ou poligonal	***
Esforços nos grampos	Tração	Tração	Tração	Tração	Tração cisalhamento Flexão	Tração cisalhamento
Inclinação do paramento	Vertical**	Vertical ou subvertical	Vertical ou inclinada	Vertical	Vertical ou inclinada	Vertical ou inclinada
Estratificação do solo	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim

*Os métodos do empuxo foram numerados pelo autor para facilitar a diferenciação entre eles.

** Possibilidade de uso de diferentes inclinações do paramento em alguns métodos de empuxo.

*** Múltiplas superfícies disponíveis.

2.2.1 Método do Empuxo I

O método do Empuxo I consiste em uma adaptação do método proposto por Steward et al. (1977), conhecido como Método do U.S. Forest Service (EHRlich; BECKER, 2011). Este tem sido utilizado em estruturas de solo reforçado, contudo, neste trabalho, será aplicado no dimensionamento de solos grampeados.

Trata-se de uma rotina de cálculo simples de equilíbrio limite, em que se considera o esforço solicitante como o próprio empuxo de terra. Neste trabalho será utilizado o empuxo calculado pelo processo proposto por Rankine, atuante no interior da massa reforçada. Neste

método, o solo é considerado homogêneo e a superfície de ruptura plana, passando pelo pé do talude. O ângulo formado entre a superfície de ruptura e a horizontal é o mesmo admitido no cálculo do empuxo ativo, isto é $\Theta = 45^\circ + \varphi'/2$.

No dimensionamento se considera que cada grampo deva resistir a uma porção do empuxo ativo que atua em sua área de influência, isto é, em uma faixa delimitada entre as metades das distâncias dos grampos superior e inferior daquele analisado. Essa medida é tomada na interseção do grampo com a superfície de ruptura.

Esse método considera como mecanismo de estabilização apenas a força de tração, e o fator de segurança é expresso como a relação entre os esforços resistente e solicitante, em que o esforço resistente é definido como sendo o menor valor entre a resistência à tração do grampo e sua resistência ao arrancamento. O método foi proposto originalmente para reforços horizontais, mas pode ser facilmente adaptado para reforços com inclinação em relação a horizontal por meio da decomposição das forças, sendo válido apenas para taludes com face vertical com terraplenos horizontais (EHRLICH, 2003).

Algumas observações podem ser feitas: A superfície de ruptura admitida é plana, não condizente com as observações realizadas por diversos autores, como Shen et al. (1981) e Juran et al. (1988); A superfície de ruptura ocorre sempre em um ângulo $\Theta = 45^\circ + \varphi'/2$ com a horizontal, porém, nem sempre representara a condição mais desfavorável.

2.2.2 Método do Empuxo II

O método do Empuxo II consiste em uma variação do Método do Empuxo I, em que se considera o empuxo ativo total como o resistido pela somatória das resistências dos grampos, de forma semelhante ao que ocorre em um muro de gravidade.

Trata-se de uma rotina de cálculo simples de equilíbrio limite, em que se considera o esforço solicitante como o próprio empuxo de terra. Neste trabalho igualmente será utilizado o empuxo calculado pelo processo proposto por Rankine, com as mesmas premissas já elencadas no item anterior.

2.2.3 Método do Empuxo III

O método do Empuxo III consiste em considerar o esforço de tração máxima solicitante nos grampos, conforme sugestão de Briaud and Lim (1997) e apresentado no manual da FHWA (2015), em que o valor das trações máximas, na região dos dois terços superiores, é determinado pela Equação (1) e, no terço inferior, pela Equação (2).

Esforço de tração máxima solicitante nos grampos dos dois terços superiores da altura total do solo grampeado:

$$T_{max} = 0.65 K_a \gamma_s H S_V S_H \quad (1)$$

Esforço de tração máxima solicitante nos grampos do um terço inferior da altura total do solo grampeado:

$$T_{max} = 0.325 K_a \gamma_s H S_V S_H \quad (2)$$

Onde:

$T_{m\acute{a}x}$: Esforço de tração máximo no grampo;

K_a : Coeficiente do empuxo ativo de Rankine;

γ_s : Peso específico do solo;

H : Altura total da estabilização em solo grampeado;

S_V : Espaçamento vertical entre os grampos;

S_H : Espaçamento horizontal entre os grampos.

Premissas iguais aos dos métodos anteriores são aplicadas ao fator de segurança e resistência do grampo.

2.2.4 Método de Coulomb

O dimensionamento de solo grampeado pelo método de Coulomb (ou método da cunha) é realizado por meio do equilíbrio limite. Os esforços atuantes são gerados pela cunha ativa, formada por uma superfície plana (Figura 1). O ângulo formado entre a superfície de ruptura e a horizontal é obtido por um processo de busca, variando-o até que se obtenha a condição menos favorável para o fator de segurança. Como mencionado por Lambe e Whitman (1979), esse processo é facilitado se utilizados programas computacionais. SAICE (1989 apud JACOBSZ,

2013) menciona que essa abordagem é comumente utilizada no dimensionamento de solo grampeado, contudo, a complexidade do mecanismo é variada.

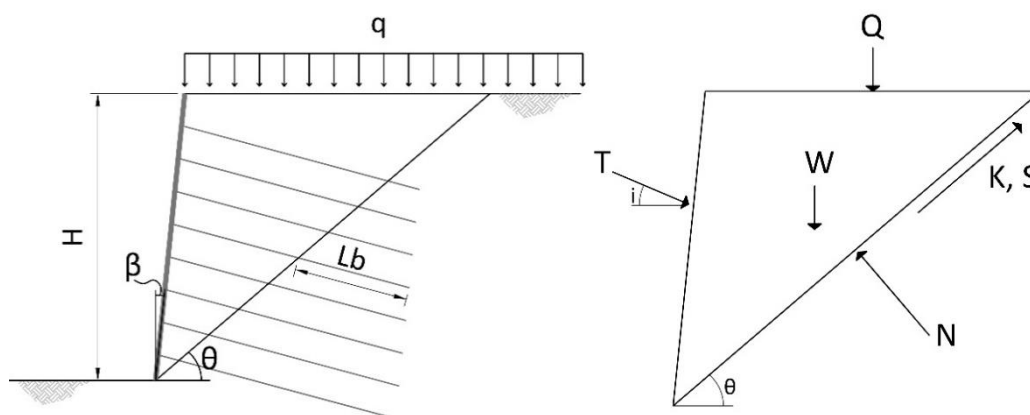


Figura 1 – Superfície de ruptura no processo de dimensionamento de Coulomb.

Este método, como proposto inicialmente, considera o maciço homogêneo, podendo, também, ser usada nos cálculos a pressão neutra atuante na superfície de ruptura. Além disso, ele considera, como mecanismo de estabilização, apenas a força de tração. Silva e Vidal (1999) ressaltam que este método é aplicável apenas em taludes verticais e subverticais, com inclinações maiores que 70° . Conforme mencionado pelos autores, em angulações mais abatidas, a hipótese de cunha passa a não ser mais razoável, o que pode ser verificado analiticamente.

A ressalva feita a este método é sobre a adoção de uma única superfície de ruptura plana, não condizente com as superfícies de ruptura observadas por diversos autores, como Shen et al. (1981) e Juran et al. (1988).

As mesmas premissas dos métodos anteriores são aplicadas ao fator de segurança e resistência do grampo.

O equacionamento do Método de Coulomb está apresentado no Apêndice A deste trabalho.

2.2.5 Método Alemão

O método Alemão admite que a ruptura de taludes estabilizados com solo grampeado seja formada por uma superfície bilinear (Figura 2). Seu desenvolvimento foi baseado em

observações de modelos em laboratório, em escalas reduzidas, e também comparado em testes com estruturas em escalas reais (GÄSSLER AND GUDEHUS, 1981). Sua metodologia de cálculo é baseada no equilíbrio limite dos esforços atuantes em dois blocos de solo que deslizam sobre três planos, dois sobre as bases dos blocos e outro no contato entre eles. O método foi concebido para análise de solos homogêneos e não considera a presença do lençol freático.

A superfície de ruptura sob a base da primeira cunha se inicia no pé do talude e vai até atingir o final da massa reforçada. O ângulo que essa superfície forma com a horizontal (Θ_1) pode variar de caso a caso e é determinado de forma iterativa, até se obter a configuração menos favorável. Já o ângulo da superfície formada sob o bloco da segunda cunha (Θ_2) e o ângulo da superfície entre os dois blocos (Θ_{12}) podem ser fixados, assumindo-se os seguintes valores $\Theta_2 = 45^\circ + \varphi'/2$ e $\Theta_{12} = 90^\circ$ (GÄSSLER AND GUDEHUS, 1981).

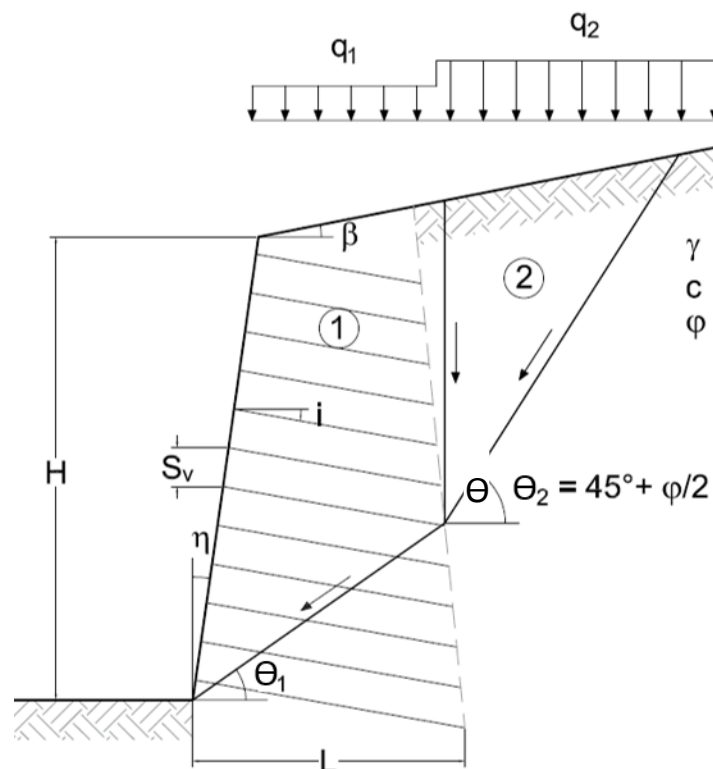


Figura 2– Superfície de ruptura bilinear proposta no Método Alemão (adaptado de Stocker et al. (1979 apud CLOUTERRE, 1991).

Stocker et al. (1979 apud CAMARGO, 2005) definem o fator de segurança como sendo a relação entre a tração mobilizada e a tração necessária para que haja o equilíbrio dos esforços. Gässler e Gudehus (1983) sugerem que também sejam adotados fatores de segurança parciais na coesão efetiva (c') e coeficiente de atrito entre as superfícies ($\tan \varphi'$).

Clouterre (1991) faz duas ressalvas ao método, uma no caso em que a ruptura ocorre exclusivamente na região reforçada e que a superfície de ruptura é definida apenas por uma reta, sendo que a ruptura real poderia ser circular. A outra reside no fato de que as superfícies de ruptura foram observadas por meio de ensaios em escalas reduzidas e em escala real, e nestes, a sobrecarga sobre a superfície foi elevada gradativamente até que houvesse a ruptura. A questão é se esse mecanismo de ruptura é o mais crítico que pode ocorrer em um talude reforçado com grampos.

O equacionamento do Método Alemão está apresentado no Apêndice B deste trabalho.

2.2.6 Método de Davis

Este método foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Davis (EUA), e apresentado no simpósio de solo reforçado por Shen et al. (1980). Ele é baseado no equilíbrio limite, cujas superfícies potenciais de ruptura são descritas por parábolas, e seus vértices situam-se na base da estrutura (CLOUTERRE, 1991; SILVA, 2009; MITCHELL e VILLET, 1987). As superfícies de ruptura parabólicas foram determinadas após resultados de modelagens em elementos finitos e em modelos físicos em escala real SHEN et al., 1981. Este método é limitado a estruturas de geometrias simples (CLOUTERRE, 1991).

Neste método, o solo é considerado homogêneo, sem água, face vertical, superfície sobre o reforço plana, grampos paralelos, equidistantes e de mesmo comprimento, trabalhando apenas por tração (CLOUTERRE, 1991). Bang et al. (1980 apud BARNEJEE et al., 1998) expandiram o método de cálculo admitindo o equilíbrio de dois blocos, um formado pelos limites da parábola na região do reforço, outro formado pelos limites da parábola na região onde não há grampos. Mais tarde, Bang e Erickson (1989 apud BANERJEE et al., 1998) modificaram o método para considerar superfícies irregulares, inclinação da parede e mais de uma camada de solo.

Clouterre (1991) apresenta a formulação para esse método com a utilização de apenas um único fator de segurança global. O procedimento de cálculo consiste em variar a superfície de ruptura até que se obtenha a configuração menos favorável, obtendo-se, assim, o fator de segurança.

Segundo Camargo (2005), esse método apresenta pequenas imprecisões na forma que o equilíbrio é feito. O autor menciona que isso pode levar a um consumo de grampos sistematicamente maior em relação aos outros processos analisados e também salienta que este método pode ser aplicado sem a utilização de microcomputadores.

O equacionamento do Método de Davis está apresentado no Apêndice C deste trabalho.

2.2.7 Método Francês ou Multicritério

O método Francês (SCHLOSSER, 1983) – ou Multicritério – incorpora os mecanismos básicos da interação solo-estrutura, atrito solo-grampo e pressão do solo no grampo. Neste método se considera a resistência à tração, resistência ao cisalhamento e a rigidez à flexão do grampo. São admitidos nas análises fatores de segurança globais e parciais.

O método utiliza os procedimentos convencionais de análise de estabilidade de taludes baseados no método do equilíbrio limite, em que os esforços resistentes de tração e cisalhamento dos grampos são obtidos por meio da análise de quatro critérios:

- *Critério 1 – Arrancamento do grampo:* versa sobre a falha do grampo em relação ao arrancamento devido ao esforço de tração.
- *Critério 2 – Plastificação lateral do solo:* a pressão lateral exercida pelo grampo no solo é limitada pela capacidade de suporte do solo (P_u).
- *Critério 3 – Ruptura do grampo por tração e cisalhamento combinados:* é verificada a ruptura do grampo pela combinação dos esforços de tração e cisalhamento, sendo a análise realizada pelo critério de Tresca.
- *Critério 4 – Plastificação do grampo por momento fletor:* verifica a formação de rótula plástica no grampo devido ao esforço de flexão.

O método consiste em representar os quatro critérios de ruptura em um plano, onde os eixos são representados pela tensão normal (T_n) e pela tensão de cisalhamento (T_c). A região interna delimitada pelos quatro critérios define o domínio na qual os grampos encontram-se estáveis (Figura 3).

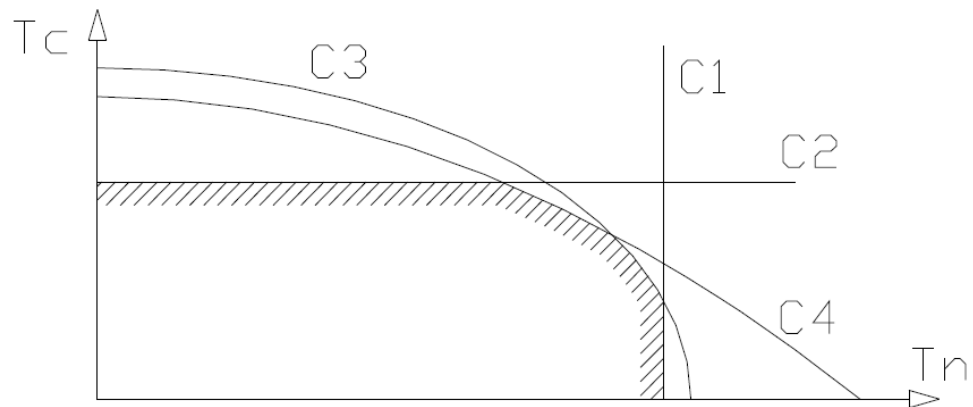


Figura 3 – combinação dos critérios C1 a C4.

A determinação do esforço resultante no grampo é feita com o auxílio do princípio do máximo trabalho. Graficamente, equivale a escolher o ponto $P = (T_n, T_c)$, tal que o vetor perpendicular ao vetor $\vec{\delta}$ seja tangente ao domínio de estabilidade do grampo. Onde $\vec{\delta}$ é o vetor tangente à superfície de ruptura. Este procedimento deve ser repetido para cada um dos níveis de grampos.

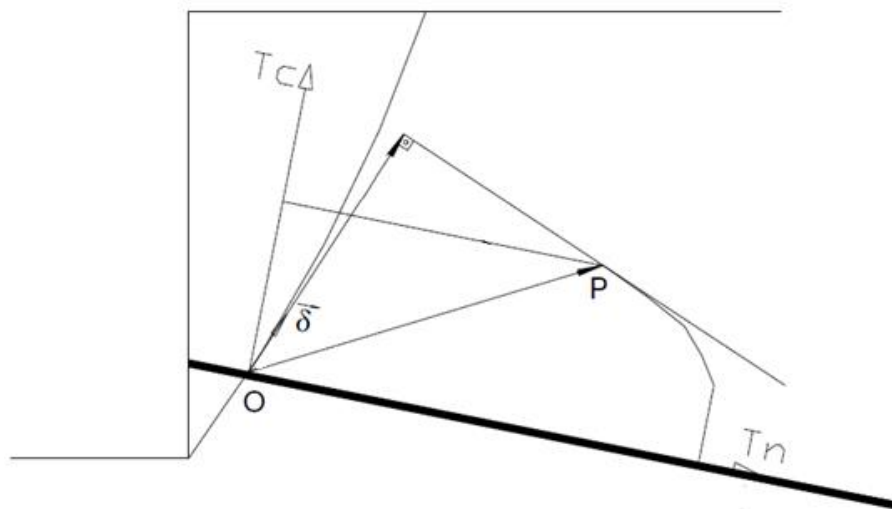


Figura 4 – Determinação dos esforços no grampo pelo princípio do máximo trabalho.

2.2.8 Programa Comercial

Na análise de estabilidade com emprego de programa comercial, utilizou-se o *software* Slide[®], versão 6.0, elaborado pela empresa Rocscience. Neste, as análises são executadas por meio do equilíbrio limite, que, usando mecanismos de busca, determina a superfície mais

desfavorável, condizente ao menor fator de segurança. Apesar de estarem disponíveis diversas metodologias de análises (por exemplo, Janbu, Bishop simplificado, Fellenius, etc.), neste trabalho foram utilizados apenas os métodos Bishop Simplificado e o proposto por Morgenstern & Price, sendo este matematicamente mais rigoroso. Este programa comercial também foi empregado nas análises do item referente ao Método Multicritério, uma vez que permite configurar a resistência ao cisalhamento do grampo.

Os programas comerciais trazem consigo a vantagem de permitirem a utilização de superfícies de ruptura planas e circulares, geometrias complexas, estratificação do solo em diversas camadas e nível d'água, além de outras funcionalidades.

2.3 Modelos de estruturas de solo grampeado

Uma das principais formas de se avaliar/estudar o comportamento de solos grampeados é por meio de modelos, que podem ser divididos em três grupos: modelos em escala real, modelos de laboratório e modelos numéricos (por exemplo, MEF), em que a determinação do tipo e da escala (reduzida ou real), tipos de ensaios e quantidades dependem do que se pretende avaliar (por exemplo, esforços nos grampos e deslocamentos), custos e tempo disponível para ensaios.

2.3.1 Modelos em escala real

Modelos em escala real usualmente são obras instrumentadas e são utilizados para compreender o comportamento de maciço reforçado com grampos. A vantagem da realização destes é a possibilidade de se conhecer o comportamento real do maciço estudado, levando em consideração as propriedades do solo, com toda sua heterogeneidade e anisotropia.

Assim como nos modelos realizados em laboratório, o ensaio de arrancamento é o mais utilizado para se determinar a resistência do cisalhamento na interface solo-grampo (q_s), pois se trata de um dos parâmetros mais importante para o dimensionamento de uma estrutura de solo grampeado (SILVA, 2005). O ensaio de arrancamento realizado no campo é similar ao realizado em laboratório, em que se determina q_s a partir da relação entre a força máxima de tração e a área da superfície externa do grampo. De acordo com Juran e Elias (1990) e Feijó e

Ehrlich (2001), o ensaio de arrancamento continua sendo fundamental para se definir esse tipo de parâmetro.

Um exemplo de ensaio de campo empregado em modelos em escala real é o ensaio de arrancamento utilizados na obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa, objeto do estudo de caso apresentado neste mesmo trabalho. Os detalhes e resultados desses ensaios estão apresentados no item específico dos ensaios realizados nesta obra.

2.3.2 Modelos em laboratório

Os modelos feitos em laboratórios também são utilizados para compreender o comportamento de maciço reforçado com grampos. Porém, estes têm a desvantagem de ter a necessidade de se moldar o maciço (modelo) específico para os ensaios ou de algum trecho/condição/situação específica. Contudo, apresentam certa flexibilidade em relação às dimensões, podendo ser executados em escalas reais ou reduzidas.

Diferentemente dos ensaios realizados em modelos de campo, onde a matriz terrosa em que os grampos estão inseridos pode apresentar grande heterogeneidade e, por mais que se façam inúmeros ensaios, é difícil identificar todas suas características, os modelos construídos em laboratório permitem que se molde um maciço com características, por exemplo, granulometria e compacidade, mais controladas, auxiliando na interpretação e correlações dos resultados com as propriedades geomecânicas dos substratos terrosos. Entretanto, as diferenças entre o maciço natural e o moldado devem ser levadas em consideração ao se “transportar” as conclusões obtidas em laboratório para as estruturas reais.

2.3.3 Modelos Numéricos

Os modelos numéricos constituem uma ferramenta poderosa no estudo de obras relacionadas à geotécnica, inclusive as de solo grampeado. Estes consistem, basicamente, em reproduzir virtualmente a estrutura/terreno que se pretende estudar. Dentre os métodos mais utilizados na atualidade está o de elementos finitos (MEF). Este foi introduzido por volta da década de 1960 como um método para simular processos físicos em um meio contínuo. A implementação de análises não lineares em modelos para solos exigiu o desenvolvimento de

procedimentos numéricos para convergir as soluções, isto é, encontrar o equilíbrio entre os esforços. Porém, para aplicação desses procedimentos com eficiência, exige o uso de ferramentas computacionais. Isso fez com que análises numéricas fossem por muito tempo limitadas apenas à comunidade científica. No final da década de 80, os programas de elementos finitos se tornaram mais simples e os procedimentos numéricos mais desenvolvidos, tornando viável sua utilização para cálculos de problemas envolvendo o comportamento do solo (BRINKGREVE, 2005). Com o avanço da tecnologia, os computadores passaram a ter capacidade alta de processamento, de tal forma que, praticamente, qualquer computador tem capacidade suficiente para processar análises numéricas.

Desde então, não somente a capacidade dos computadores aumentou, mas também a quantidade de *softwares* disponíveis no mercado, possibilitando análises em 2D e 3D. Contudo, as análises bidimensionais são mais utilizadas, pois são mais simples e rápidas, com um custo computacional muito mais baixo do que as em três dimensões. Entretanto, modelos bidimensionais, no caso da geotecnia, apresentam resultados satisfatórios apenas para as situações em que o modelo possa ser representado por um estado plano de deformações ou uma condição axissimétrica.

Oliveira (2006), por meio das análises empreendidas em elementos finitos, concluiu que, em geral, as análises realizadas em modelos tridimensionais apresentam fator de segurança superior aos das análises bidimensionais. A explicação para essa diferença reside no fato de que nas análises em duas dimensões não são computados os efeitos de resistência ao cisalhamento da massa lateral de solo. Contudo, Morgenstern (1995 apud OLIVEIRA, 2006) alerta que a não consideração dos efeitos tridimensionais pode gerar diferenças de até 30%, sendo assim, as análises em 3D são menos conservadoras e mais realistas.

Stark (2003) apresentou um estudo comparando os fatores de segurança da estabilidade de taludes calculados em duas e três dimensões. Nesse trabalho, o autor mostra que quanto menor a relação entre a largura e a altura da cunha de ruptura, maior a diferença entre os fatores de segurança. Ainda, quanto menor a inclinação, maior a diferença entre os fatores de segurança (Figura 5). A partir dessas análises, o autor conclui que as retroanálises deveriam ser realizadas por modelos tridimensionais, pois, se realizadas em modelos bidimensionais, fornecerão parâmetros de resistência do solo superdimensionados, uma vez que apresentam fatores de segurança menores.

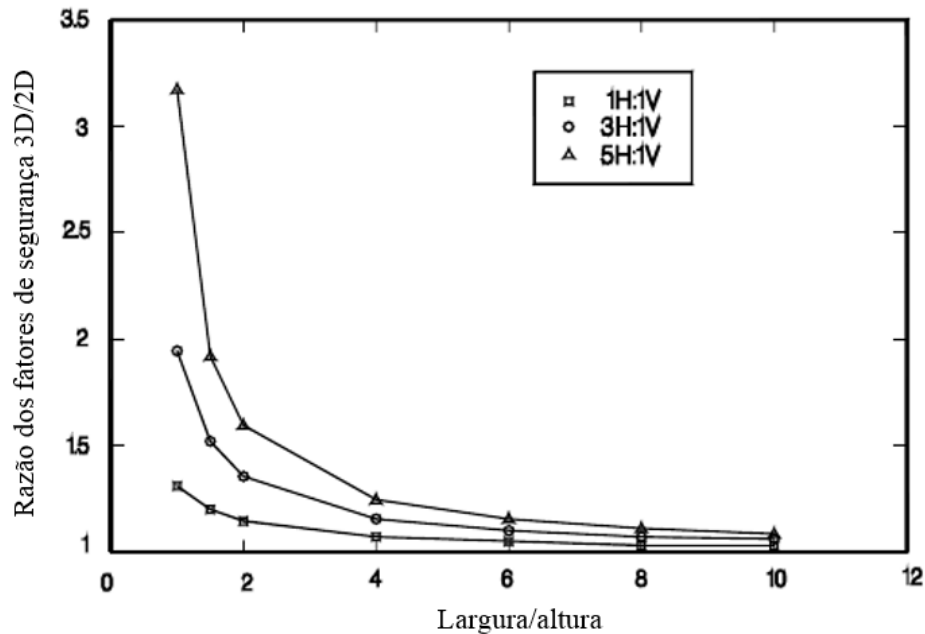


Figura 5 – Efeitos da resistência de cisalhamento lateral nas análises de estabilidade (STARK,2003).

Além do mais, a hipótese de estado plano de deformações, utilizada na modelagem bidimensional, dependendo da geometria real das estruturas, pode não ser válida. Segundo Jiménez (2008), análises de estado de deformação plana podem ser empregadas em taludes reforçados, porém, somente são válidas quando o reforço apresenta grande dimensão na direção perpendicular à seção analisada. Com isso, em um talude reforçado com grampos, essa hipótese não é realista, pois os grampos estão mais para elementos unidimensionais do que para bidimensionais. Esse mesmo autor também menciona que modelos bidimensionais não representam corretamente a transferência de tensões na interface solo-grampo.

Apesar do exposto anteriormente, as análises realizadas em modelos 3D apresentam um custo computacional muito superior ao dos modelos 2D, consumindo mais tempo para se efetuar a modelagem e, no processamento das análises, muitas vezes, é escasso na rotina dos escritórios de projetos. Já no caso de modelagens em 2D, esse custo computacional é reduzido significativamente.

Ao longo dos anos, diversos pesquisadores apresentaram estudos de solos grampeados realizados com o emprego de modelagens numéricas. Apesar de que nas análises analíticas podem-se assumir inúmeras superfícies de ruptura, como circular, planar, log-espiral, etc., essas superfícies são válidas apenas para solos homogêneos (Li et al., 2009). Em solos não homogêneos, solos com estruturas reliquias, com planos de preferência e rochas, podem

apresentar resultados não confiáveis, uma vez que a superfície de ruptura pode ocorrer em caminhos preferenciais, não respeitando a geometria pré-definida.

Os métodos numéricos, diferentemente dos analíticos, possibilitam realizar análises de estabilidade envolvendo taludes com geometrias complexas e materiais anisotrópicos e comportamentos não lineares. Em especial, o MEF vem sendo muito utilizado e se tornando bastante popular entre usuários para a modelagem de taludes.

Na Tabela 2 está apresentado um resumo das análises de solo grampeado feitas por meio da aplicação de modelagem numérica, realizadas por diversos autores.

Pelos motivos descritos neste item, esse trabalho será realizado empregando-se análises numéricas tridimensionais.

Tabela 2- Compilação de resultados de modelagens numéricas de solo grampeado realizadas por diversos autores (fonte: Jiménez, 2008).

Autor	Tipo de Modelo	Método Numérico	Modelo Constitutivo	Contato	Conclusões Principais
Shent et al. (1981)	Bidimensional	Elementos Finitos	Hiperbólico de Duncan e Chang	-	Valores de deslocamento horizontal próximos aos registrados em campo.
Unterreiner et al. (1995)	Bidimensional	Elementos Finitos	-	-	Para pequenas deformações é válida a hipótese do estado do plano de deformação.
Lima e Ehrlich (1996)	Bidimensional	-	-	-	Aumento da inclinação provoca maior mobilização da resistência à flexão do grampo.
Springer et al. (2001)	Bidimensional	Diferenças Finitas	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	*	A relação L/H é diretamente proporcional aos deslocamentos da parede escavada.
Lima et al. (2002)	Bidimensional	Diferenças Finitas	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	*	Redução 75% nos deslocamentos horizontais com a diminuição de 90 para 80 da inclinação do talude.
Cheng et al. (2002)	Bidimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	*	Baixa rigidez do parâmetro gera uma maior mobilização da resistência à flexão dos grampos. Somente grandes deformações mobilizam a resistência à flexão dos grampos.
Tan et al. (2004)	Bidimensional	Elementos Finitos	Hardening Soil	Elementos de interface "Stick-Slip"	O estado plano de deformação não representa adequadamente o comportamento do grampo.
Shiu e Chang (2005)	Bidimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	Elementos de interface "Spring-Slider"	Aumento da inclinação gera maiores deslocamentos horizontais.
Cardos e Carreto (1989)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico - linear Mohr - Coulomb	-	Módulos de deformabilidade para o fundo da vala são 2,5 vezes superiores.
Ho e Smith (1993)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Mohr - Coulomb	Elementos finitos Mohr - Coulomb	Instalação do grampo antes da escavação reduz quatro vezes as deformações obtidas ocorridas.
Smith e Su (1997)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico-plástico Modelo Hiperbólico de Duncan e Chang	Elementos finitos Mohr - Coulomb	Maiores deslocamentos horizontais ocorridos a um metro de profundidade da crista do talude.
Briaud e Lim (1997)	Tridimensional	Elementos Finitos	Modelo Hiperbólico de Duncan e Chang	-	Distribuição da pressão lateral encontrada é parecida à proposta por Terzaghy e Peck.
Zhang; Song e Chen (1999)	Tridimensional	Elementos Finitos	Mohr - Coulomb Modelo Hiperbólico de Duncan	Elementos de interface "Stick-Slip"	Modelo constituído hiperbólico representa bem as deformações de uma escavação grampeada.
Oliveira e Ferreira (2006)	Tridimensional	Elementos Finitos	Elástico - linear Mohr - Coulomb	-	FS em modelagens numéricas tridimensionais são maiores do que com os métodos de equilíbrio limite.

- Informação não encontrada

* Simulação do grampo como tira metálica

2.3.4 Determinação dos fatores de segurança na modelagem numérica

Em métodos baseados em equilíbrio limite o fator de segurança é determinado pela razão entre as forças resistentes e solicitantes. No caso do MEF, a obtenção dos fatores de segurança é realizada por meio de duas metodologias: *Strenght Reduction Method* (SRM), também conhecido em alguns programas comerciais como *phi-c reduction*, e *Gravity Increase Method* (GIM).

No SRM, o fator de segurança é obtido por tentativas de ajustar (reduzir) os parâmetros de resistência dos materiais empregados (coesão e o ângulo de atrito, no caso do solo) até que o equilíbrio dos esforços internos e externos não seja mais satisfeito. O valor dessa redução é o próprio fator de segurança da análise.

Já pelo GIM, a obtenção do fator de segurança é feita pelo aumento da força da gravidade, até que o equilíbrio entre os esforços internos e externos não seja mais satisfeito. O aumento crescente da gravidade leva ao acréscimo das solicitações ao limite da estabilidade quando a resistência máxima do solo é alcançada (STERNIK, 2013).

Diversas pesquisas foram publicadas comparando os fatores de segurança obtidos pelo SRM e pelo GIM. Uma de destaque é Li et al. (2009), que comparou fatores de segurança da estabilidade de taludes calculados por meio dos métodos de equilíbrio limite com os obtidos pelo MEF, empregando ambos GIM e SRM. Os resultados apresentaram boa concordância entre os calculados pelo GIM, SRM e equilíbrio limite.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa avaliou diversos métodos de cálculo de solos grampeados disponíveis na literatura. Para isso, foram realizados dimensionamentos de taludes estabilizados com solo grampeado empregando esses métodos. Para comparar os resultados, foram utilizadas modelagens numéricas 3D. Além disso, observou-se se as hipóteses admitidas pelos métodos analíticos (como geometria da superfície de ruptura, tipo de esforços envolvidos, cisalhamento na interface solo-reforço) e se os resultados por eles gerados (fator de segurança, potencial superfície de ruptura e solicitações nos reforços) são factíveis. O modelo 3D foi calibrado pelo estudo de caso da obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa com o objetivo de validar o procedimento e a utilização do *software* nas análises.

3.1 Estudo de caso da obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa

A obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa foi utilizada nesse estudo para calibração das modelagens numéricas em elementos finitos e avaliação dos métodos de dimensionamento de solo grampeado. Essa obra foi selecionada por ser amplamente conhecida no meio técnico e devido aos grandes desafios que apresentou, como por exemplo, paredes convexas e edificações antigas no topo da escavação. Não apenas por isso, mas também por ter ensaios laboratoriais e de campo para caracterizar o substrato local. Além dos ensaios, também foi feito o monitoramento da estabilização durante e após a conclusão da escavação.

Além dos motivos descritos anteriormente, a disponibilidade das informações relativas a essa obra em publicações e revistas especializadas, assim como a possibilidade de aquisição de dados com o projetista e a empresa executora, influenciaram na escolha.

3.1.1 Sobre a obra

O Novo Hospital da Beneficência Portuguesa foi erigido na Rua Martiniano de Carvalho, no bairro da Bela Vista, município de São Paulo. A escavação apresentava uma área em planta de 2.900 m², onde foram arrimadas 2.841 m² de paredes estabilizadas com emprego da técnica de solo grampeado. O aprofundamento do terreno foi realizado para implantação de quatro subsolos, com profundidade total variando entre 10 e 14 m (DÉCOURT et al., 2003).

A obra foi realizada em duas etapas, a primeira compreendida entre maio e setembro do ano de 2000, sendo executados 1.905 m² de solo grampeado. Já a segunda etapa foi realizada entre os meses de novembro de 2002 e fevereiro de 2003, quando foi executado o restante da estabilização, 936 m² (PITTA et al., 2013).

Na Figura 6, está a imagem da escavação durante a primeira fase da obra, podendo ser identificadas as “cortinas” 8, 4, 7 e 3, da esquerda para a direita, respectivamente. Na ocasião da foto já havia sido executada uma área significativa da estabilização. Na Figura 7, está representada a planta da área escavada.



Figura 6– Vista geral da obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa (Fonte: Pitta et al., 2013).

Nesse trabalho foram modeladas as “cortinas” 2, 6 e 6A. De acordo com Décourt et al. (2003), essa divisa foi uma das mais críticas da obra, pois havia uma edificação antiga no topo da escavação e as paredes formam entre si um vértice convexo. Além do mais, essas paredes tinham boa instrumentação, composta por marco superficial (P5) no topo do faceamento do solo grampeado e inclinômetro (SI-1) posicionados no seu tardez, como indicado na seção transversal da Figura 8.

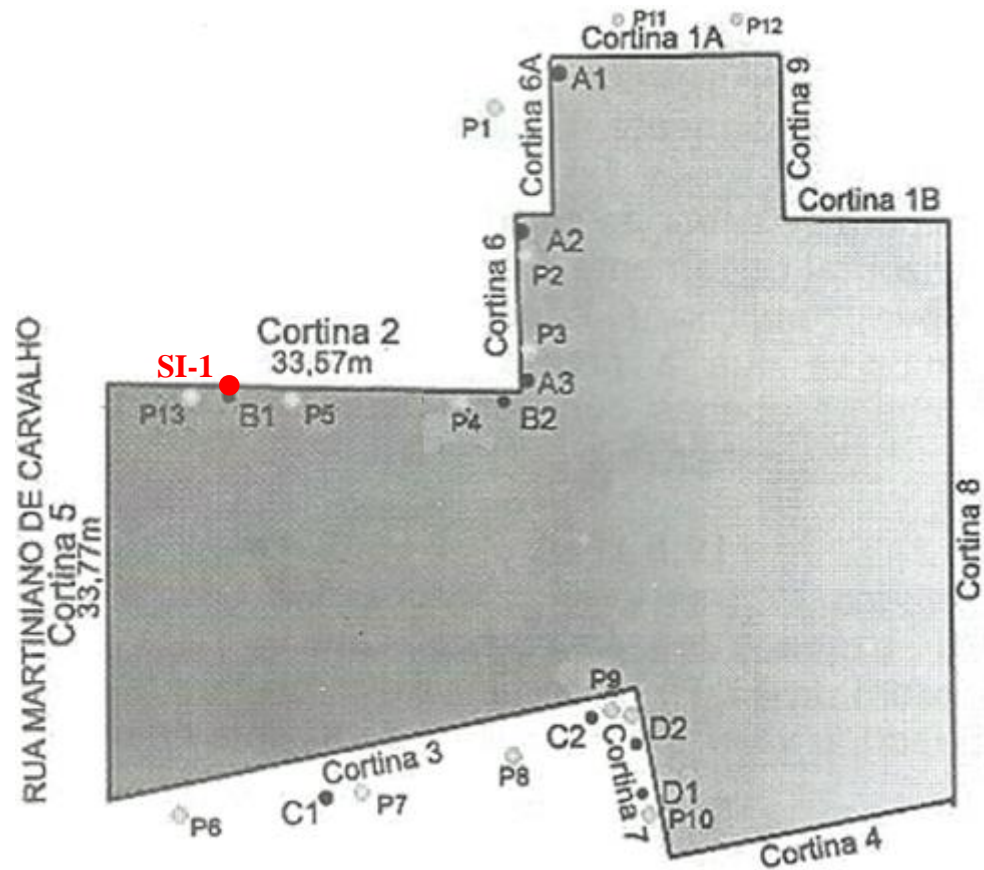


Figura 7– Planta da escavação para ampliação do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa. (Fonte: Décourt et al., 2003)

Na Figura 7, Em vermelho está destacada a posição do inclinômetro SI-1, utilizado para calibrar o modelo numérico.

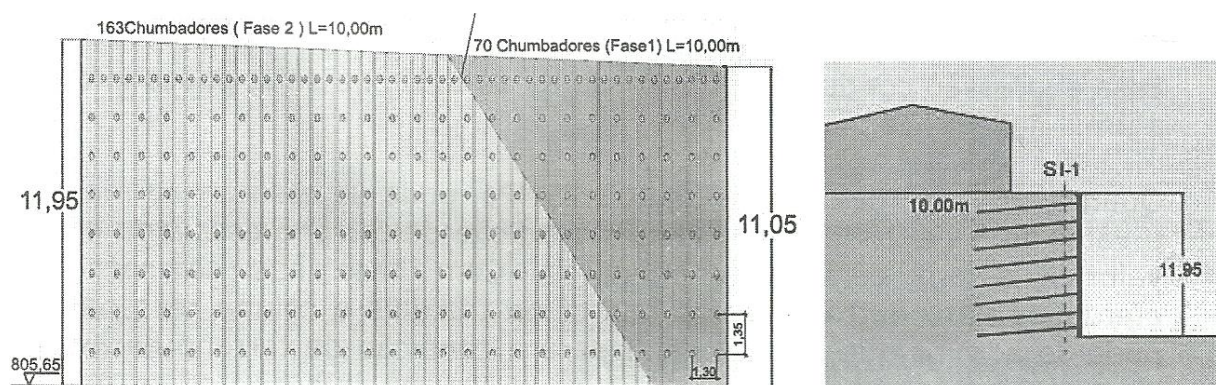


Figura 8 – À esquerda, vista frontal da “Cortina” 2, e à direita, seção transversal do maciço estabilizado. (Fonte: Décourt et al., 2003)

A Figura 8 apresenta uma vista frontal da “Cortina” 2, tendo sido executada com emprego de 233 grampos de 10 m de comprimento, com espaçamentos horizontais de 1,3 m e verticais de 1,35 m. A primeira linha superior tem espaçamentos horizontais inferiores às

demais, com um grampo a cada 0,65 m. As inclusões foram inseridas no maciço em um ângulo de 10° com a horizontal, sendo compostas por barra de aço CA-50 de 20 mm de diâmetro e furo de 7,50 cm de diâmetro.

Na Figura 9, estão apresentadas as vistas frontais das “cortinas” 6 e 6A, respectivamente, da esquerda para a direita.

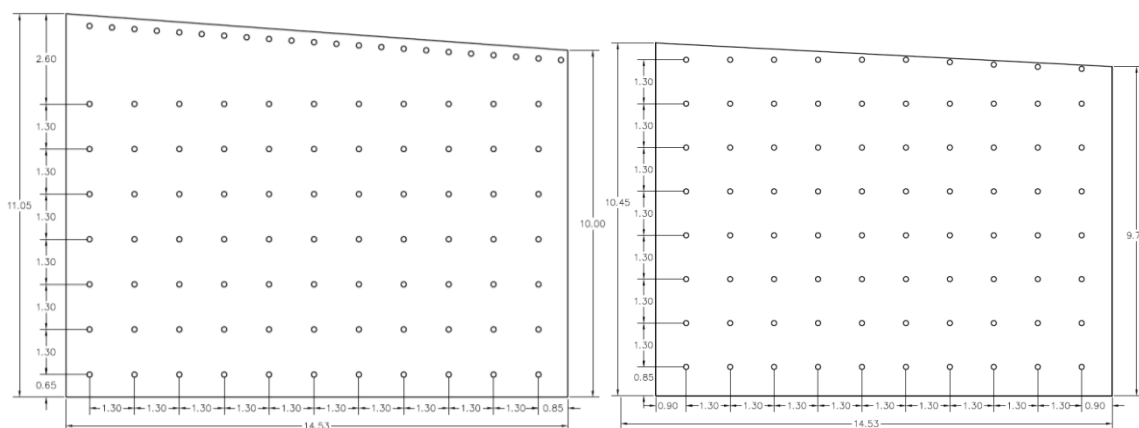


Figura 9—vistas frontais das “cortinas” 6 e 6A, respectivamente, da esquerda para a direita. (Fonte: Décourt et al., 2003).

A “Cortina” 6 foi executada com emprego de 100 grampos de 10 m de comprimento. A “Cortina” 6A foi executada com emprego de 80 grampos de 6 m de comprimento. Em ambas as “cortinas”, os grampos foram executados com espaçamentos horizontais de 1,3 m e verticais de 1,3 m. A primeira linha superior da “Cortina” 6 tinha espaçamentos horizontais inferiores às demais, com um grampo a cada 0,65 m. As inclusões foram inseridas no maciço em um ângulo de 10° com a horizontal, sendo compostas por barra de aço CA-50 de 20 mm de diâmetro e furo de 7,50 cm de diâmetro.

As demais “cortinas” foram executadas de forma similar às citadas anteriormente. Informações complementares sobre a obra podem ser obtidas em Décourt et al. (2003) e Pitta et al. (2013).

3.1.2 Investigação geotécnica

Para elaboração dos projetos de contenção e fundação do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa foram realizadas 2 campanhas de investigação.

A primeira foi executada antes que fosse iniciada a escavação, contemplando os seguintes ensaios:

- *Sondagens SPT-T*: Foram executadas 9 sondagens SPT, sendo 7 com medida de torque, com cerca de 30 m de comprimento, distribuídas na área onde a escavação foi realizada;
- *Ensaios laboratoriais*: Foram realizados ensaios de granulometria completa, peso específico dos grãos, adensamento, triaxial não consolidado não drenado e coluna ressonante;
- *Ensaios de arrancamento*: Foram executados ensaios de arrancamento para poder estimar a tensão de cisalhamento na interface solo-grampo e a influência do número de fases de injeção na tensão de ruptura.

A segunda campanha de investigação foi realizada após a escavação do terreno até a cota 806,0 m (a cota do terreno natural encontrava-se em torno de 817,5 m). O único ensaio desta campanha executado antes da escavação foi o pressiometro autoperfurante, Camkometer.

Os ensaios realizados nesta etapa foram os seguintes:

- *Sondagens SPT-T*: Foram executadas 4 sondagens SPT com medida de torque, com cerca de 30 m de comprimento, distribuídas na área onde a escavação foi realizada;
- *Ensaios laboratoriais*: Os ensaios foram realizados em 4 amostras indeformadas extraídas do fundo da escavação e em amostras deformadas coletadas na mesma profundidade. Foram executados ensaios triaxiais, ensaios de adensamento e coluna ressonante;
- *Ensaios cross-hole*: Foram executados ensaios partindo do fundo da escavação, em regiões próximas às provas de carga;
- *Prova de carga estática*: Foi realizada uma prova de carga estática em um bloco de fundação de dimensões de 1 x 1 m para se estimar o comportamento (recalques) das fundações;
- *Camkometer*.

3.1.2.1 Perfil Geológico-geotécnico

O perfil geológico-geotécnico idealizado a partir das sondagens de referência (S-03), e indicado na Figura 10, é caracterizado por uma camada de argila porosa, silto-arenosa, vermelha, mole, com espessura entre 6,0 e 9,0 m, apoiada sobre uma camada de argila silto-arenosa, vermelha e amarela média a rija, com espessura superior a 20 m, sobreposta a uma camada de areia fina, muito argilosa, medianamente compacta, vermelha e roxa, se estendendo até o final das sondagens, na cota 782,50. O nível d'água foi detectado a 16 m de profundidade, contados a partir da cota da boca do furo das sondagens.

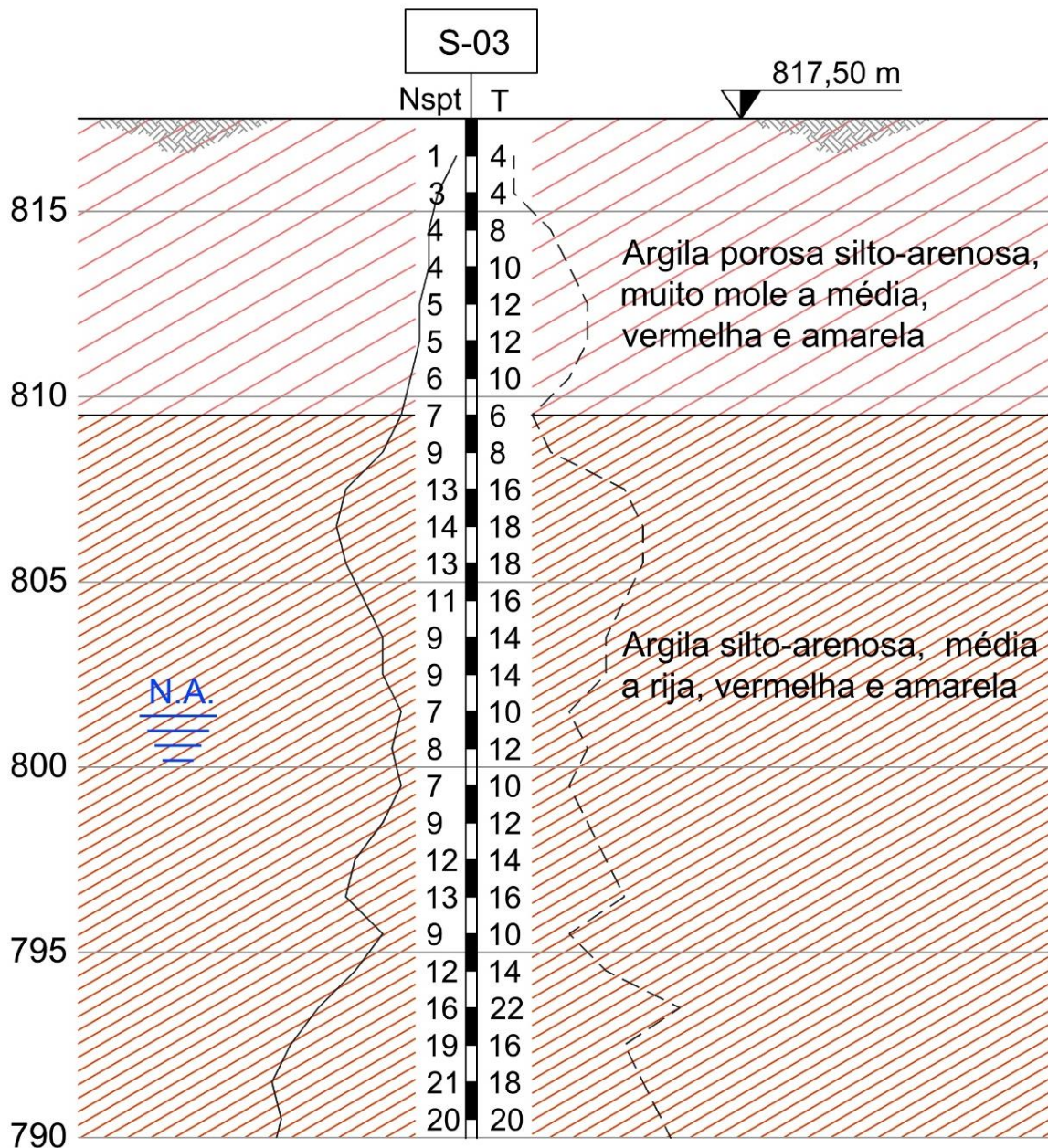


Figura 10– Perfil geológico-geotécnico idealizado do subsolo.

3.1.3 Parâmetros de resistência utilizados nas análises

Os parâmetros de resistência utilizados na modelagem da escavação do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa foram inferidos por meio de ensaios triaxiais realizados no local e balizados em dados publicados na literatura para materiais da mesma região e gênese.

Para a simulação numérica, o subsolo foi dividido em duas camadas, conforme perfil geológico-geotécnico apresentado na Figura 10: a primeira formada por argila porosa vermelha, com 7 m de espessura e N_{SPT} entre 1 e 6; e a segunda por argila média a rija, vermelha, em profundidade estendida abaixo da base da escavação e N_{SPT} superior a 7 golpes.

Os ensaios triaxiais foram executados apenas na camada de argila rija, em cotas abaixo do fundo da escavação, pois o seu objetivo era a obtenção dos parâmetros do solo na profundidade onde seriam executadas as fundações. Para esse solo, os parâmetros de resistência foram obtidos desses ensaios. No caso da argila porosa, foram empregados dados da literatura conforme descrito mais adiante.

De acordo com Décourt et al. (2003), os ensaios triaxiais realizados nas amostras indeformadas extraídas do local foram não adensados não drenados. Essas amostras foram retiradas em duas etapas distintas, na primeira, os blocos foram coletados nas cotas 808,8 m, 803,8 m, 802,8 m e 800,4 m, e na segunda entre as cotas 806 m e 804 m. O resultado da primeira campanha indicou um comportamento não drenado de um solo saturado, possibilitando associar uma envoltória horizontal, com ângulo de atrito nulo. Já os ensaios da segunda etapa apresentaram uma envoltória com ângulo de atrito não nulo, como podem ser observados na Figura 11. Todos os ensaios foram realizados na umidade natural das amostras e o grau de saturação do solo das amostras da primeira etapa era de 92,3 % e a da segunda etapa, de 72 %. Décourt et al. (2003) mencionam a dificuldade de se comparar as duas séries de ensaios e ressaltam que se deve levar em consideração a diferença de cota das amostras.

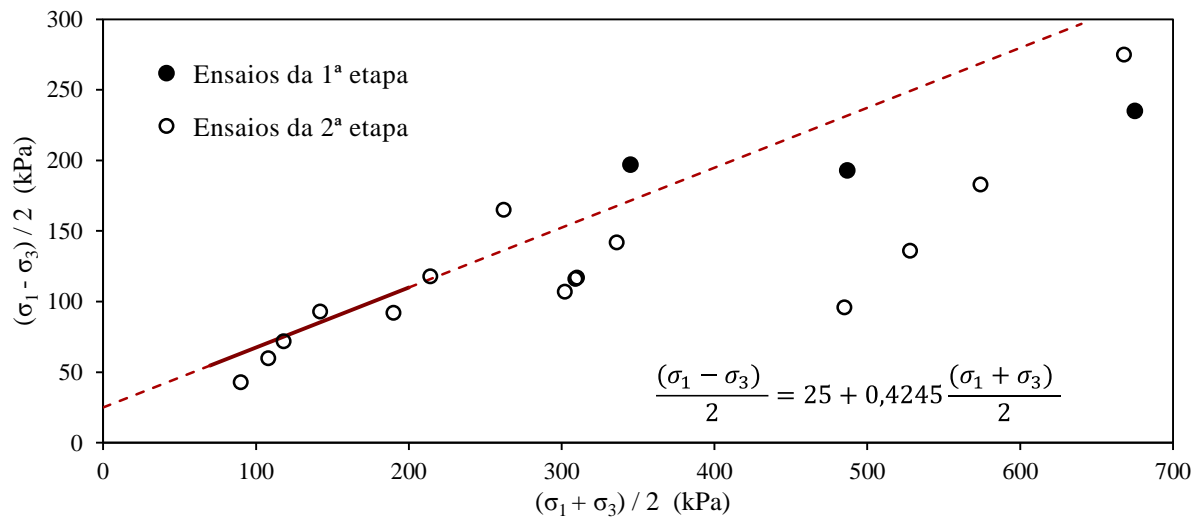


Figura 11– Resultados dos ensaios triaxiais executados na 1ª e 2ª etapa. (Adaptado de Décourt et al., 2003)

Na Figura 11, a linha contínua representa as médias das tensões principais atuantes na camada de argila rija vermelha, na região reforçada. A envoltória de resistência obtida pelos resultados dos ensaios triaxiais, para a faixa de tensão atuante na região reforçada, apresenta intercepto coesivo de 25 KPa e ângulo de atrito (φ') de 23°. A média das tensões principais atuantes na camada de argila rija, usada na definição dos parâmetros de resistência na região reforçada, varia de 84 a 177 KPa.

Para se determinar os parâmetros de resistência da camada não ensaiada, argila porosa vermelha, recorreu-se às publicações com informações das propriedades do solo daquela região.

Massad (2012) publicou parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais realizados em amostras de argila porosa vermelha e em argila rija vermelha, ambas retiradas da região do espigão da Avenida Paulista, local relativamente próximo à obra objeto deste estudo. Também foram observados os parâmetros de resistência para estes solos recomendados pela norma complementar do Metrô NC03:1980.

Na Tabela 3 está apresentado o resumo dos parâmetros de resistência e o peso específico da argila porosa vermelha e argila rija vermelha das publicações citadas anteriormente.

Tabela 3– Resumo dos parâmetros de resistência e peso específico da argila porosa vermelha e argila rija vermelha.

	Fonte	Peso Específico γ (kN/m ³)	Coesão Efetiva c' (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo ϕ' (°)
Argila porosa vermelha	Massad, 2012	15	10 - 70	23 - 33
	NC03 (Metrô)	15	30*	26*
Argila rija vermelha	Massad, 2012	17	50 - 90	21 - 25
	NC03 (Metrô)	17	70	23
	Ensaio triaxiais da obra	-	25	23

*argila mole a média

Os parâmetros de resistência utilizados na modelagem numérica para a camada de argila porosa vermelha foram obtidos pelos dados disponíveis na literatura, conforme apresentado anteriormente. Dentre a faixa de valores determinados para este solo, utilizou-se coesão de 20 kPa e ângulo de atrito de 23°.

Para segunda camada, foram adotados os valores obtidos pela campanha de ensaios triaxiais (Figura 11). Apesar dos parâmetros de resistência determinados pelos ensaios triaxiais apresentarem valores inferiores aos apresentados na literatura para a argila rija, optou-se por utilizar os obtidos pelos ensaios triaxiais, pois se trata de ensaios executados no local da obra.

Um resumo dos parâmetros de resistência utilizados na modelagem estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4– Parâmetros de resistência das camadas de solo utilizados na modelagem numérica

Tipo de Solo	Peso Específico γ (kN/m ³)	Coesão Efetiva c' (kPa)	Ângulo de Atrito ϕ' (°)
Argila porosa vermelha	15	20	23
Argila média a rija vermelha	17	25	23

3.1.4 Parâmetros de deformabilidade utilizados nas análises

Os parâmetros de deformabilidade utilizados na modelagem da escavação do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa foram inferidos por meio de ensaios de Cross-hole executados no local e coluna ressonante realizados em amostras extraídas do maciço, além de dados publicados na literatura para materiais da mesma região e gênese.

Os ensaios de Cross-hole foram executados após a escavação do terreno até a cota 806,0 m, sendo realizados a cada 2,0 m, partindo da cota 804,0 m. Os valores do módulo de cisalhamento inicial (G_0) também foram estimados a partir ensaios de coluna ressonante, realizados em duas etapas. Na primeira, foram executados nos solos de quatro blocos coletados nas seguintes cotas médias: 808,75 m; 803,75 m; 802,25 m e 800,35 m. Na segunda, foram realizados em solos de quatro blocos retirados entre as cotas 804,0 e 806,0 m.

Os ensaios citados anteriormente foram executados na camada da argila rija vermelha, não sendo executados na argila porosa vermelha. Para se determinar os parâmetros de deformação da camada não ensaiada, e corroborar os parâmetros determinados nos ensaios, recorreu-se às publicações com informações das propriedades do solo daquela região.

Os resultados de G_0 obtidos pelos ensaios de Cross-hole indicaram o aumento do módulo de cisalhamento com a profundidade. Na Figura 12 estão apresentados os valores de G_0 obtidos nos ensaios de Cross-hole. Nessa mesma figura encontram-se apresentadas as estimativas de G_0 obtidos pela correlação com N_{SPT} (BARROS e PINTO, 1997).

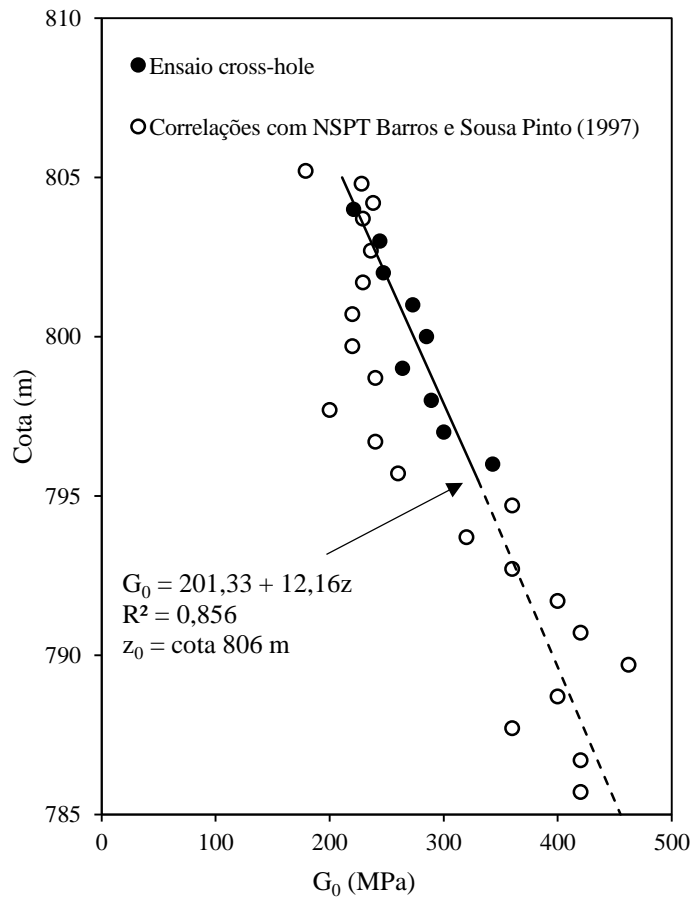


Figura 12– Resultado de G_0 obtidos a partir dos ensaios de Cross-hole e por correlação com N_{SPT} .
 (Fonte: Décourt et al., 2003)

A seguir, na Figura 13, estão apresentados resultados de G_0 obtidos na 1ª série de ensaios de coluna ressonante.

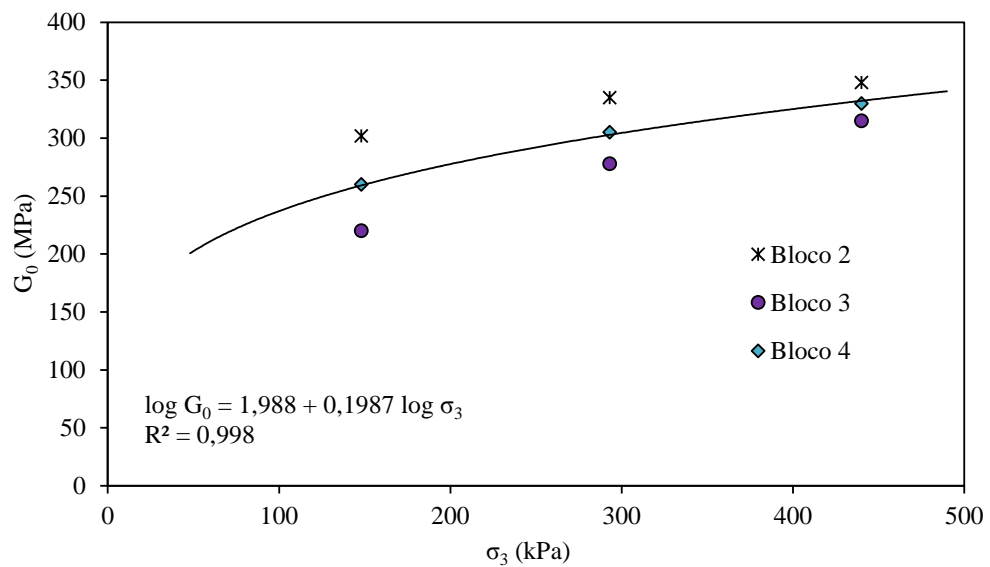


Figura 13– Resultado dos ensaios de coluna ressonante realizados na primeira etapa. (Adaptado de Décourt et al., 2003)

A seguir, na Figura 14, estão apresentados resultados de G_0 obtidos na 2ª série de ensaios de coluna ressonante.

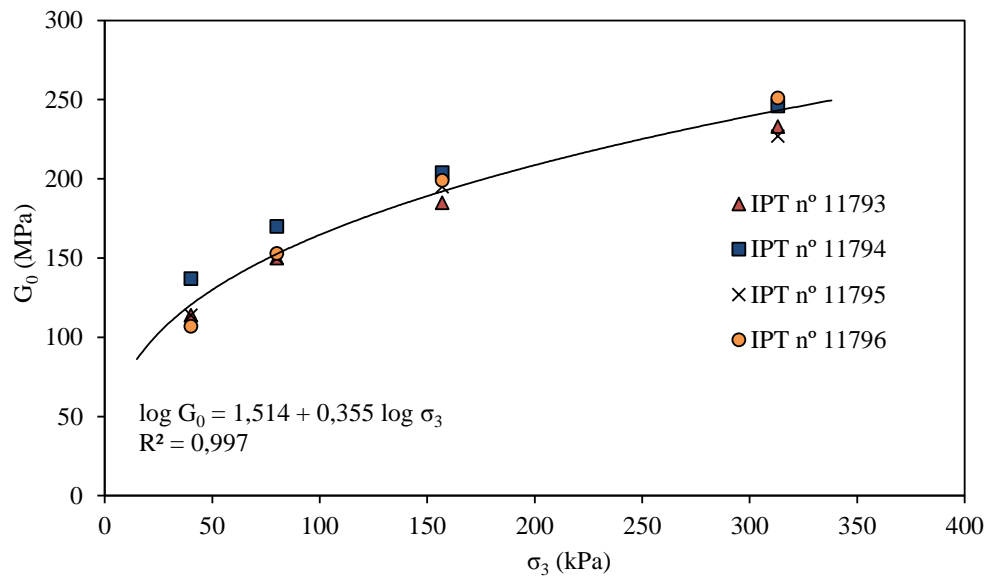


Figura 14– Resultado dos ensaios de coluna ressonante realizados na segunda etapa. (Adaptado de Décourt et al., 2003)

Na Figura 15 está apresentado em um mesmo gráfico os resultados dos ensaios para determinação de G_0 . Nele é possível observar que o resultado do ensaio de cross-hole ficou entre os da coluna ressonante da primeira e segunda etapa. De acordo com Décourt et al. (2003) o ensaio cross-hole apresenta maior confiabilidade do que o de coluna ressonante, pois foi realizado *in situ*, não correndo risco de amolgamento da amostra. Sendo assim, utilizou-se ele para determinar o E utilizado no modelo.

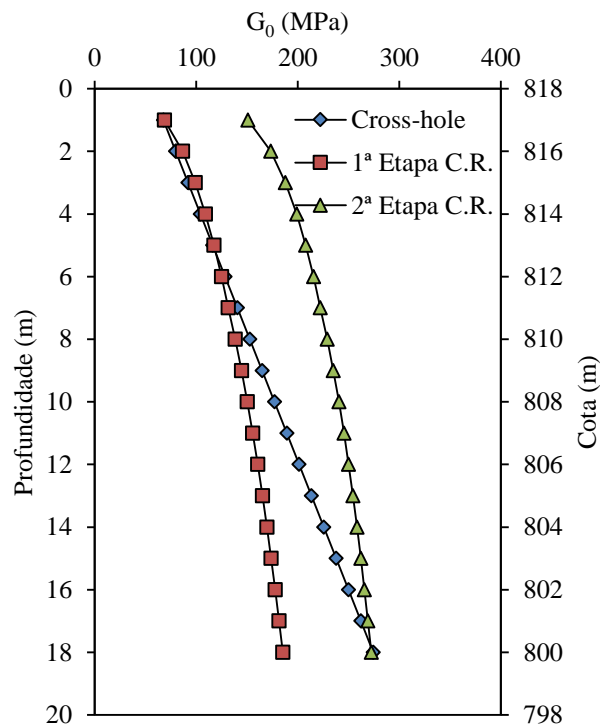


Figura 15– Resultados de G_0 obtidos a partir dos ensaios de coluna ressonante e cross-hole.

Além dos ensaios apresentados anteriormente, os parâmetros de deformabilidade também foram inferidos pela calibração do modelo numérico (compatibilização das deformações obtidas pelo modelo com as observadas em campo) e dados publicados de ensaios realizados em solos de mesma gênese e em regiões próxima à área de estudo.

Observa-se que os valores do módulo de cisalhamento G_0 obtido pelo ensaio de Cross-hole e coluna ressonante são bastante elevados. Décourt et al. (2003) atribuíram os elevados valores do módulo de cisalhamento ao fato de que as argilas daquela região apresentam índice de laterização bem superior a 0,3, podendo ser caracterizadas como lateríticas. Massad (2012) menciona que a relação entre o módulo de elasticidade inicial e resistência não drenada destes solos é muito elevada se comparada a solos com a mesma resistência à penetração da ferramenta de percussão da sondagem SPT, e atribui à isso, a cimentação que ocorre entre as partículas desse solo.

O módulo de Young (E) pode ser obtido por meio do módulo de cisalhamento (G) e do coeficiente de Poisson (ν) de acordo com a Equação (3):

$$E = G \times 2 (1 + \nu) \quad (3)$$

Porém, o módulo de elasticidade determinado pelo módulo de cisalhamento G_0 , obtido nos ensaios, se refere a baixíssimas deformações. Look (2007) menciona que obras de contenção apresentam deformações da ordem de 0,01 % a 0,1 %. Os módulos de elasticidade podem, então, serem corrigidos em função das deformações de acordo com a Equação (4) apresentada por Santos e Gomes Correia (2001).

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left[1 + 0,385 \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)\right]} \quad (4)$$

Em que:

G = módulo de cisalhamento equivalente a uma deformação (γ) específica.

Também foram levadas em consideração as observações de Massad (2012) de que a relação entre o módulo de elasticidade E_{50} e a tensão de confinamento pode ser de até 1.000. Com isso, a primeira camada de solo, que tem tensão de confinamento (σ_3) de 31,5 KPa (determinado a partir de K_0 , pela fórmula de Jaky), pode apresentar E_{50} até 31,5 MPa. Desse modo, foi utilizado nessa camada o módulo de elasticidade de 30 MPa. Já para a segunda camada, os valores do módulo de elasticidade, que apresentaram maior coerência entre o deslocamento da modelagem numérica e o registrado pelo inclinômetro, foram os equivalentes a uma deformação de 0,02 % (baseada na equação de G_0 obtida dos resultados dos ensaios de Cross-hole), conforme equação 3. Na conversão de G_0 para G , utilizou-se a deformação de referência (γ_r) igual a $2,75 \times 10^{-5}$, inferido a partir dos dados dos ensaios realizados pelo IPT e apresentados em Décourt et al. (2003). De acordo com Bowles (1988), o coeficiente de Poisson (ν) de argilas não saturadas pode variar de 0,1 a 0,3, sendo empregado nas análises o valor de 0,3.

Assim, o valor do módulo de Young em função da profundidade, empregado para argila rija vermelha, foi:

$$E = 136 + 8.Z \text{ MPa} \quad (5)$$

Onde:

$$Z_0 = 0 = \text{cota } 806 \quad (6)$$

Um resumo dos parâmetros de deformabilidade do solo utilizados na modelagem numérica é apresentado na Tabela 5.

Tabela 5– Parâmetros de deformabilidade das camadas de solo utilizados na modelagem numérica

Tipo de Solo	Módulo de elasticidade E (MPa)	Coefficiente de Poisson ν
Argila porosa vermelha	30	0,30
Argila rija vermelha	$136 + 8 \cdot Z^*$	0,30

* A cota 806 m equivale ao Z_0 .

3.1.5 Parâmetros empregados para outros materiais

Na Tabela 6 estão apresentados os parâmetros de resistência e deformabilidade utilizados nos grampos (barra de aço) e no paramento (concreto) do modelo, em acordo com NBR8800:2008 e NBR6118:2014.

Tabela 6– Parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais utilizados nos grampos e paramento.

Material	Tensão de plastificação σ_p (MPa)	Módulo de elasticidade E (MPa)	Coefficiente de Poisson ν
Aço	500	200.000	0,30
Concreto	20	20.000	0,20

3.1.6 Resistência na interface entre o solo e o grampo (q_s)

Para se determinar a resistência ao cisalhamento na interface entre o solo e o grampo (também chamada de aderência, q_s) utilizada na modelagem do solo grampeado do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa, recorreu-se aos ensaios de arrancamento de grampos realizados na obra. Esses ensaios foram executados para avaliar a relação entre o número de fases de injeção e a magnitude de q_s .

Os resultados desses ensaios mostraram o aumento da resistência de interface em função do número de fases de injeção, assim como o observado em outros trabalhos, como por exemplo, Silva (2009). Os valores médios das tensões de ruptura de resistências de interface obtidas nos ensaios de arrancamento foram:

- *Apenas baina*: 107,5 kN/m² (equivalente a 25 kN/m para grampo de Ø 75 mm);
- *Baina mais uma fase de injeção*: 141 kN/m² (equivalente a 33 kN/m para grampo de Ø 75 mm);
- *Baina mais duas fases de injeção*: 153 kN/m² (equivalente a 36 kN/m para grampo de Ø 75 mm).

Na Tabela 7 está apresentado o resultado dos ensaios de arrancamento executados em grampos instalados no maciço da obra.

Tabela 7 – Resumo dos ensaios de arrancamento dos grampos (adaptado de Décourt et al., 2003).

Argila Vermelha Porosa Paulista l = 6 m, Perfuração Ø 75 mm, Aço CA50A Ø 20 mm						
Grampo	Baina	Fase única		Resistência ao arrancamento (kN)	Resistência por metro de grampo (kN/m)	Atrito lateral q _s (kPa)
	(Litros)	Volume (litros)	Pressão (MPa)			
Só Baina	48	-	-	128	21,3	91
	48	-	-	176	29,3	124
Baina + 1 Fase	Não foi possível realizar o ensaio					
	48	40	1,5	199	33,2	141
Baina + 2 Fases	48	40	1,5	212	35,3	150
	48	40	1,5	221	37,8	156

3.2 Verificação do solo grampeado pelos métodos de cálculo propostos

Além da modelagem numérica, também foram determinados os fatores de segurança da estabilização, utilizando como referência uma seção transversal passando pela “Cortina” 2 usando as metodologias de dimensionamento de solo grampeado discutidas neste trabalho. Cabe ressaltar que se trata de uma avaliação didática, sem a intenção de fazer qualquer julgamento da estabilização utilizada na obra, até porque essa contenção apresentou comportamento completamente satisfatório.

Alguns dos métodos analíticos apresentam limitações com relação à estratificação do maciço. Nesses casos, apesar do subsolo ser constituído por camadas de solo com propriedades distintas, foi considerada uma única camada de solo, sendo considerados os seguintes

parâmetros equivalentes, conforme sugestão de Clouterre (1991): peso específico de 16 kN/m^3 , coesão efetiva de 22 kPa , ângulo de atrito de 23° . Esses valores foram obtidos por meio da média dos parâmetros constantes na Tabela 4.

Com relação à resistência na interface solo-grampo (q_s), adotou-se o valor de 128 kN/m^2 (equivalente a resistência de 30 kN/m).

O dimensionamento do solo grampeado foi realizado no trecho denominado “Cortina” 2, com até 12 m de altura (após escavação) e $33,75 \text{ m}$ de extensão. As análises foram empreendidas com a mesma configuração de grampos utilizada no projeto original: grampos com 10 m de comprimento e inclinação de 10° com a horizontal, com espaçamento vertical de $1,35 \text{ m}$ e espaçamento horizontal de $1,30 \text{ m}$. Nos cálculos foram considerados grampos formados por barras de aço CA-50, com 20 mm de diâmetro e perfuração de 75 mm de diâmetro.

Os métodos de empuxo I, II e III, devido à simplicidade, foram calculados diretamente, sem o auxílio de *softwares* ou planilhas eletrônicas.

Os cálculos pelos métodos de Coulomb, Alemão e Davis foram realizados com auxílio de planilhas eletrônicas, configuradas para executar os cálculos, conforme suas formulações, tal qual apresentadas nos Apêndices desta dissertação.

Para os cálculos das superfícies de ruptura do método Multicritério e na avaliação do programa comercial utilizou-se o *software* Slide[®] 6.02 desenvolvido pela empresa Rocscience. Em ambos os métodos foi empregado o método de Morgenstern & Price para definir as superfícies de ruptura. Os demais cálculos do Multicritério foram realizados em planilha eletrônica.

A verificação pelo método de Juran (cinemático) foi realizada com auxílio dos ábacos fornecidos em seu trabalho (JURAN et al., 1990). Além destes, também foram utilizadas planilhas eletrônicas para realizar o restante dos cálculos.

Em todas as análises considerou-se que o paramento do solo grampeado é capaz de resistir aos esforços de tração impostos a ele. Desse modo, não foi verificado o deslizamento entre o grampo e o solo da zona ativa.

3.3 Modelagem da escavação

3.3.1 Modelo 3D da escavação

Para simular a escavação foi construído um modelo em elementos finitos englobando as “Cortinas” 2, 6 e 6A. Essas paredes foram utilizadas na modelagem porque, além de possuírem dimensões consideráveis, são capazes de representar satisfatoriamente as demais paredes da obra, formam entre si um canto convexo. De acordo com Décourt et al. (2003), essa divisa é uma das mais críticas da obra, pois, além do fatos citados anteriormente, havia uma edificação à montante. Além do mais, essas paredes possuíam boa instrumentação, composta por marcos superficiais (P5) no topo da contenção e inclinômetro (SI-1) posicionado no tardoz do faceamento do solo grampeado (Figura 16).

As análises do comportamento da obra foram executadas por modelagem numérica com método de elementos finitos (MEF). O modelo foi construído em 3D com a utilização do *software* Abaqus®. Nas análises foi utilizado o modelo constitutivo de Mohr Coulomb (elastoplástico perfeito), sendo simuladas todas as etapas de escavação, conforme sequência executiva da obra. A altura das etapas de escavação foi considerada igual ao espaçamento vertical dos grampos, isto é, a execução de uma linha de cada vez.

Na Figura 16 está representada a planta da escavação e a representação da área modelada nesse modelo, destacada pela linha pontilhada em vermelho.



Figura 16– Planta da escavação e a representação da área modelada, destacada pela linha vermelha pontilhada.

As análises foram executadas a cada nível de escavação da obra, sendo considerados níveis de 1,35 m de altura, semelhante ao intervalo vertical dos grampos. O maciço foi modelado com elementos sólidos hexaédricos do tipo C3D20R (*continuum, three-dimensional, 20 nodes, reduced integration*). O paramento do solo grampeado foi modelado com 8 cm de espessura, sendo definido como “*skin*”, elemento plano tipo (casca), sem volume, porém, com propriedades geométricas e físicas de um sólido, como por exemplo, momento de inércia, rigidez, peso, etc. Trata-se de um elemento S8R (*shell, 8 nodes, reduced integration*). Esse elemento foi utilizado por ser compatível com os elementos sólidos.

Os grampos foram modelados como “*Embedded element*”, tipo “*beam*”, sendo representado no modelo apenas como elemento linear (“*wire*”). Trata-se de elementos de barra do tipo B32 (*beam, 3 nodes, quadratic in space*), possibilitando a obtenção de esforços axiais, cisalhantes e momentos fletores. Esse elemento utiliza a teoria de viga de Timoshenko, onde, na flexão, a seção transversal não precisa permanecer normal ao eixo. Assim como no faceamento, foram atribuídas propriedades geométricas e físicas de um sólido. Esse recurso foi utilizado diante da grande quantidade de grampos no modelo, em que seria necessário o

emprego de malha de elementos finitos extremamente densos com custo computacional (tempo de processamento) extremamente elevado.

Em todos os elementos foram utilizadas função de interpolação quadrática, e nos sólidos e casca foram empregados com redução dos pontos de integração. Na determinação da tipologia dos elementos empregados, levou-se em consideração o tempo de processamento e redução/eliminação de fenômenos indesejados durante as análises, tais como “*Hourglassing*” (modos de deformação de energia nula, espúrios) e “*shear locking*”, que geram aumento da rigidez do elemento durante a flexão.

Em relação às condições de contorno, foram empregadas nas laterais externas do modelo restrições aos deslocamentos horizontais, permitindo apenas os verticais. No fundo do modelo foram restringidos os deslocamentos verticais e horizontais.

Na Figura 17 está representado o modelo tridimensional utilizado nas análises, representando o maciço após a escavação.

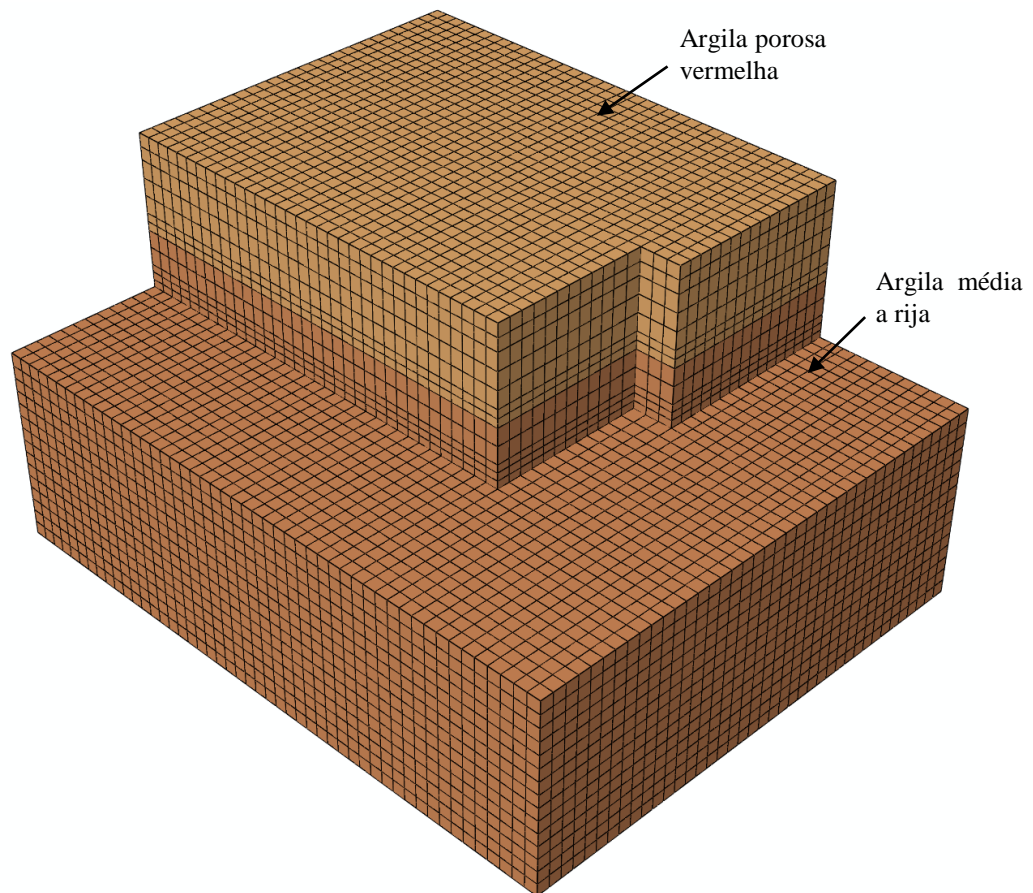


Figura 17 – Modelo tridimensional da região estudada.

Contudo, na utilização de elementos lineares modelados como “*Embedded element*”, a tensão de cisalhamento na interface solo-grampo fica limitada à resistência do solo, impossibilitando controlar sua magnitude.

Nas análises para determinação do fator de segurança, em que a estrutura será levada à ruptura, é importante se controlar a tensão de cisalhamento na interface solo-grampo. Para tal, construiu-se um modelo específico, descrito a seguir, onde a interface entre o solo e o grampo foi modelada com utilização de uma camada formada por elementos de sólido em seu entorno para controlar a tensão de cisalhamento na interface solo-grampo. Nesse modelo específico de menor dimensão, o grampo é modelado como sólido, gerando elementos de dimensões muito pequenas. Para uma modelagem do maciço completo com elementos de tais dimensões, esse processo utilizaria uma quantidade imensa de elementos (da ordem de milhões), tornando o processamento dos dados extremamente demorado. Dessa forma, optou-se por avaliar o fator de segurança em um modelo representativo, formado por uma coluna de solo grampeado, retirada de uma seção no centro da “Cortina” 2, em que os efeitos de borda não influenciem os resultados.

3.3.2 Modelo 3D com apenas uma coluna de grampos

A modelagem de uma única coluna de grampos propiciou a redução significativa de elementos possibilitando a utilização de outros recursos computacionais para controlar a tensão na interface solo-grampo. Com isso, o modelo se torna apto para a comparação com os métodos analíticos e avaliação do fator de segurança.

Na Figura 18 está representada a transversal da “Cortina” 2 a ser modelada como representativa do modelo. Naturalmente, este apresentará deslocamentos ligeiramente maiores que o completo, contendo as “Cortinas” 2 e 6, pois suas condições de contorno são diferentes, não tendo nenhuma restrição ao deslocamento horizontal na direção perpendicular ao paramento. Porém, o objetivo deste é obter esforços nos grampos e paramento, além do fator de segurança e superfícies de máxima tração no grampo e potencial de ruptura, estando assim, com condições de contorno semelhantes às consideradas nos cálculos dos métodos de

dimensionamento analíticos (estado plano de deformação). Desse modo, o modelo de única coluna de grampos se torna adequado para avaliá-los.

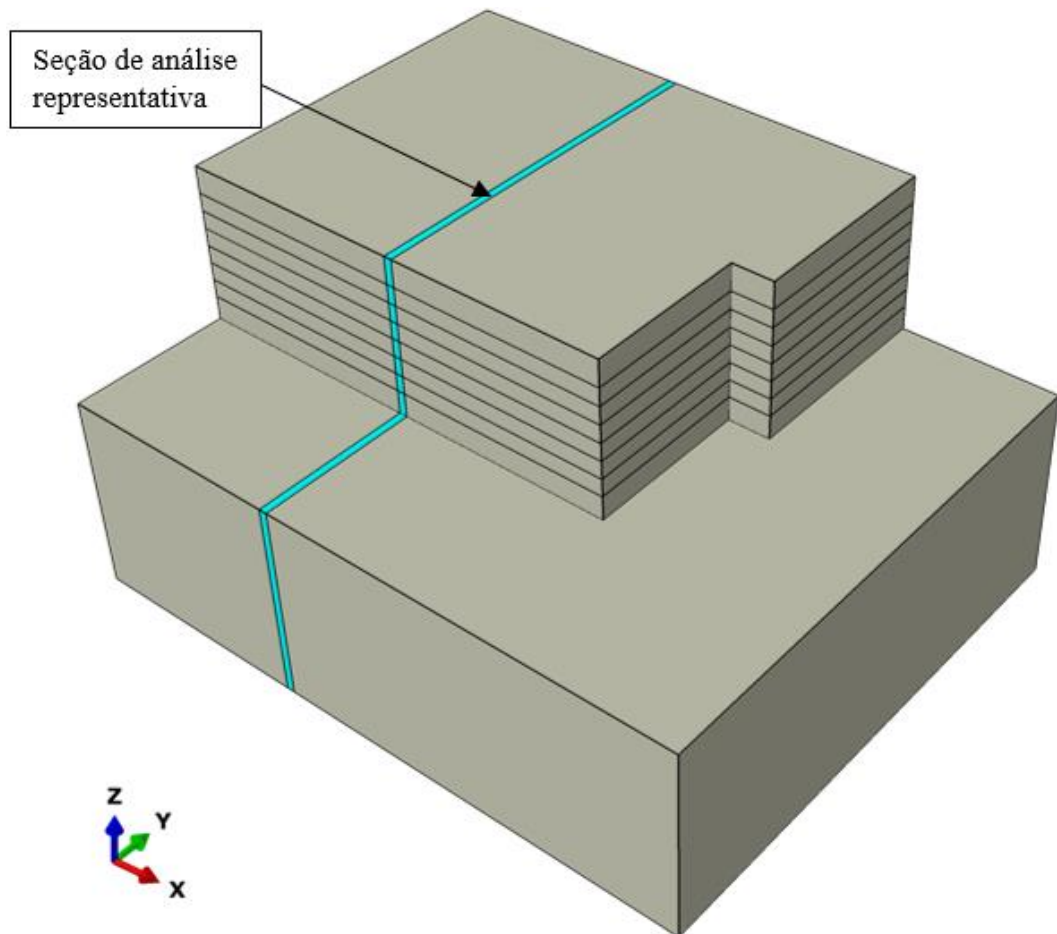


Figura 18 – Seção representativa de solo grampeado utilizado nas análises dos métodos de dimensionamento.

Nessa modelagem, levou-se em consideração a simetria do problema, construindo apenas metade do modelo, objetivando reduzir o tempo de processamento. A interface entre o grampo e o solo foi modelada com elementos sólidos, cujos parâmetros de resistência foram calibrados por meio de um modelo específico elaborado para esse fim. O paramento foi simulado como elemento de casca e as condições de contorno de suas extremidades apresentam restrição aos momentos fletores para captar a simetria dos esforços entre as colunas de grampos consecutivas.

O maciço e os grampos foram modelados com elementos sólidos hexaédricos do tipo C3D20R (*continuum, three-dimensional, 20 nodes, reduced integration*). O paramento do solo grampeado foi modelado com 8 cm de espessura, sendo definido como “*skin*”, elemento plano

tipo (casca), sem volume, porém, com propriedades geométricas e físicas de um sólido, como por exemplo, momento de inércia, rigidez, peso, etc. Trata-se de um elemento S8R (*shell, 8 nodes, reduced integration*). Esse elemento foi utilizado por ser compatível com os elementos sólidos.

Na Figura 19 está apresentado o modelo tridimensional de uma coluna de solo grampeado utilizado para a comparação com os métodos analíticos.

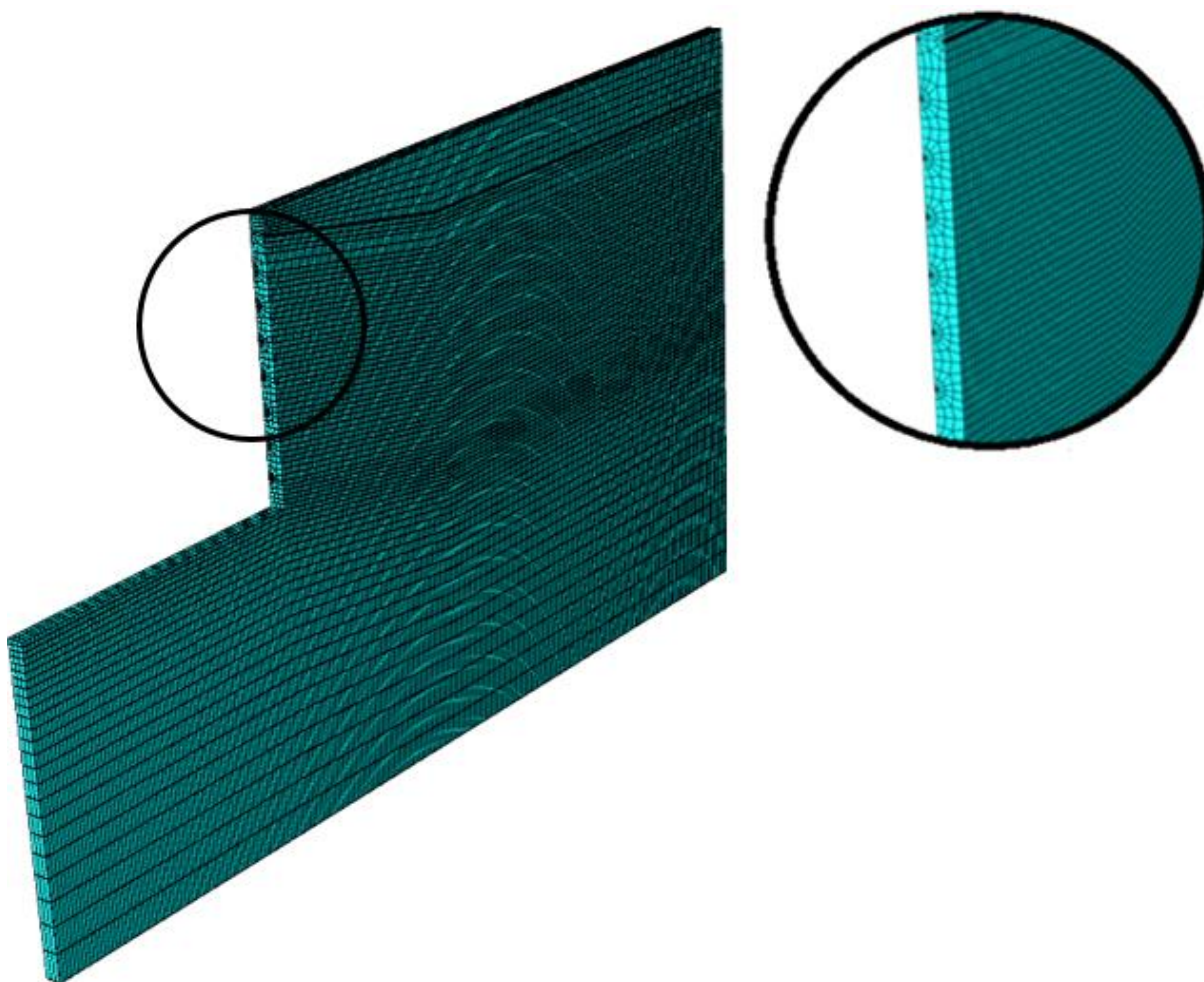


Figura 19– Modelo tridimensional de uma coluna representativa de solo grampeado.

3.3.3 Modelo para simular os ensaios de arrancamento

Para que o comportamento da modelagem de solo grampeado fosse compatível com o observado na estrutura real, obtendo resultados mais acurados, efetuou-se a calibração da tensão de cisalhamento na interface solo-grampo usando os resultados dos ensaios de arrancamento

executados no local. Para isso, foi modelado em elementos finitos o ensaio de arrancamento dos grampos.

O modelo numérico do ensaio de arrancamento foi construído com a inclusão de grampo com as mesmas características das utilizadas no ensaio da obra, sendo posicionada a 4 m do topo da estabilização e se admitindo que houve pelo menos uma fase de injeção na execução dos grampos.

Na modelagem levou-se em consideração a simetria do problema, construindo apenas metade do sistema solo-grampo, objetivando reduzir o tempo de processamento. As dimensões do modelo foram determinadas de forma que o grampo não sofra influência de bordas. Potts and Martins (1982) e Randolph and Wroth (1978) efetuaram análises em elementos finitos, em que o limite externo (borda) encontra-se entre 46 e 50 vezes o raio da inclusão, e Lum (2007), por meio de tentativas, verificou para suas análises que 25 vezes o diâmetro da inclusão foi o suficiente para que os limites do modelo não influenciassem nos resultados. Com base nos estudos apresentados anteriormente, foram adotados os limites lateral e inferior a aproximadamente 53 vezes o raio, a 2 m de distância do grampo.

O modelo do ensaio de arrancamento foi criado a partir de elementos hexaédricos C3D20R (*continuum, three-dimensional, 20 nodes, reduced integration*). A malha de elementos finitos foi gerada empregando o controle de tamanho nos contornos (*seeding edges*), sendo mais densa no interior do grampo e se expandido à medida que se afasta dele.

A interface entre o solo e o grampo foi modelada com utilização de uma camada formada por elementos de sólido em seu entorno, com 4 mm de espessura. Tal artifício foi utilizado por outros autores para controlar o atrito lateral entre o solo e o grampo em modelos 3D, como por exemplo, Su et al. (2010) e Zhou et al. (2013). A calibração da força de arrancamento do grampo foi feita por meio da alteração dos parâmetros dessa camada de interface, pois representa a camada que sofre alteração em seu estado de tensões devido às pressões de injeções. Outros fenômenos relacionados ao aumento do atrito lateral entre o grampo e o solo podem ser atribuídos à expansão de cavidade provocada pela injeção da calda de cimento, ao aumento da rugosidade da superfície do grampo e o aumento da dilatância (SEO et al., 2013).

Na Figura 20 está apresentado o modelo utilizado nas análises de arrancamento.

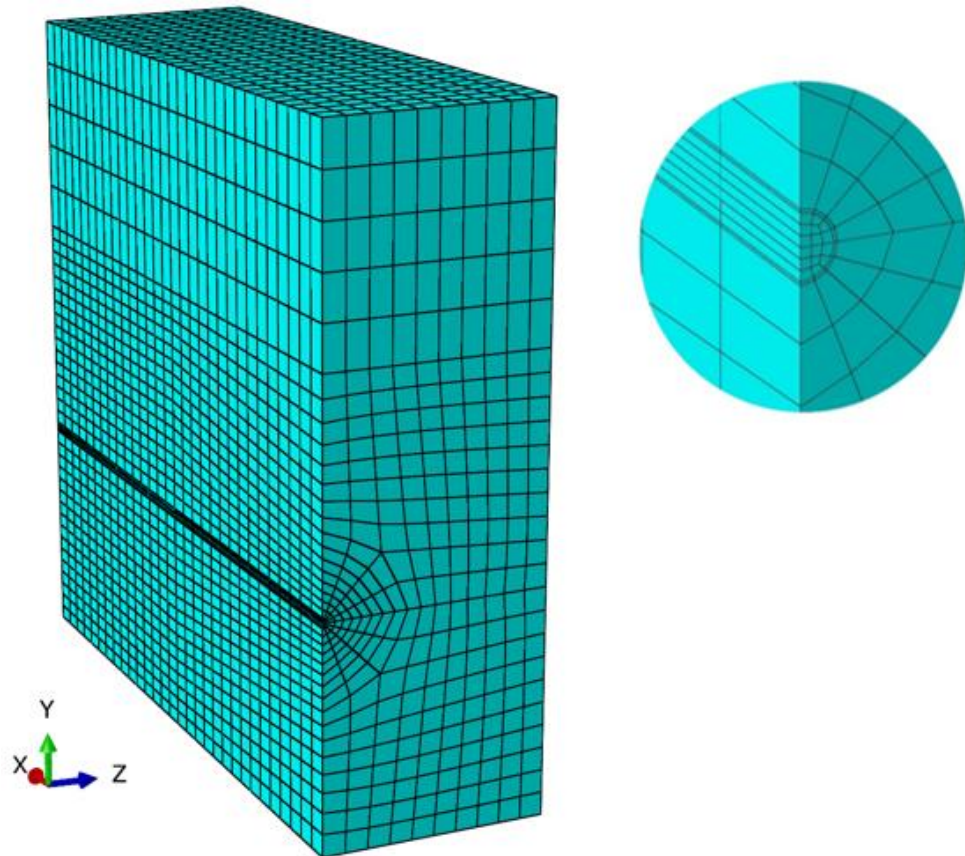


Figura 20 – Modelo de elementos finitos utilizado na simulação do ensaio de arrancamento.

A resistência de interface foi obtida com a aplicação de uma deformação constante na cabeça do grampo, sendo registrados os esforços de tração gerados pelo atrito na interface entre o solo e o grampo. Os parâmetros de resistência do material da interface foi ajustado de tal forma que a força de arrancamento do grampo fosse próximo a 30 kN/m, conforme resultados dos ensaios de arrancamento executados na ocasião da execução da estabilização do terreno.

4 RESULTADOS

Nos itens subsequentes estão apresentados os resultados das análises da escavação para implantação dos subsolos do novo Hospital da Beneficência Portuguesa. No estudo da obra foram utilizados três modelos numéricos distintos, descritos no item anterior, cujas características e finalidades estão descritas a seguir:

- *Modelo 3D da escavação contemplando as “cortinas” 2 e 6A*: Este modelo foi utilizado para avaliar o comportamento da escavação e compará-lo com o observado em campo. Porém, este modelo apresenta grandes dimensões e grande quantidade de elementos, exigindo bastante recurso computacional, sendo necessário utilizar recursos para simular o grampo, o que não permite ajustar adequadamente a resistência na interface solo-grampo;
- *Modelo para simular os ensaios de arrancamento*: Este modelo foi construído para executar um ensaio de arrancamento virtual. O objetivo foi calibrar os parâmetros a serem utilizados na interface entre o solo e o grampo, de tal forma que a força de arrancamento do grampo no modelo seja semelhante ao registrado na obra;
- *Modelo 3D com apenas uma coluna de grampos*: Este modelo foi construído para se estudar mais detalhadamente os esforços atuantes no grampo e o comportamento da estrutura reforçada. Neste modelo os grampos foram modelados como sólidos e a interface entre o solo e o grampo ajustada conforme o modelo do ensaio de arrancamento. Este modelo também foi utilizado para avaliar os métodos de dimensionamento analíticos.

4.1 Resultados do Modelo 3D da escavação contemplando as “cortinas” 2 e 6A

A modelagem numérica em elementos finitos da escavação para implantação do Novo Hospital da Beneficência foi realizada em oito etapas de escavação, com a finalidade de simular a evolução da escavação real da obra.

A partir das análises empreendidas foi possível determinar as deformações, deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais, esforços atuantes nos grampos e esforços atuantes no paramento. Nos itens subsequentes estão apresentados os resultados das modelagens.

4.1.1 Deformações

Na configuração do modelo, foi empregado na camada de argila rija vermelha o módulo de elasticidade obtido pelo ensaio Cross-hole, sendo ele ajustado conforme proposição de Santos e Gomes Correia (2001) para uma deformação de 0,02 %, conforme discutido no capítulo anterior. Este valor foi confrontado com o nível de deformações obtidos nas análises, com o objetivo de corroborar os parâmetros geomecânicos utilizados, apresentando resultados satisfatórios.

Na Figura 21 estão apresentadas as deformações logarítmicas¹ totais (para o nível de deformações envolvidas, podendo-se considerar iguais às deformações de engenharia), obtidas pela soma vetorial das deformações nas três direções.

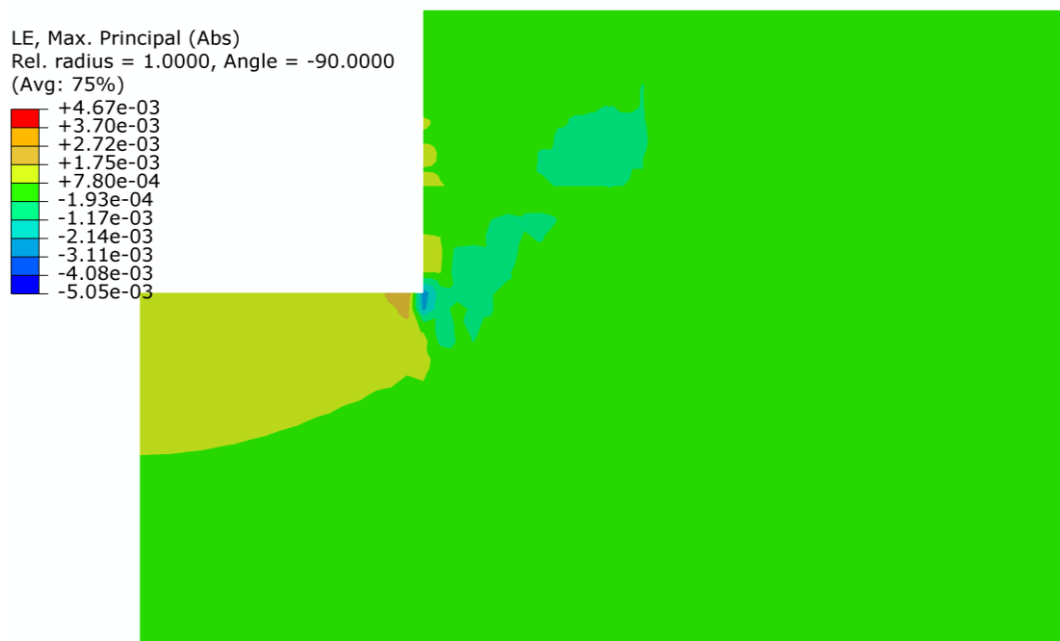


Figura 21– Deformações logarítmicas¹ totais.

A magnitude das deformações logarítmicas¹ totais à montante do paramento do solo grampeado, em sua maior parte, variou de 0,01 % a 0,08 %, com exceção das regiões próximas

¹ A relação entre deformação logarítmica (η) e deformação de engenharia (ϵ) é: $\eta = \epsilon - \frac{1}{2}\epsilon^2 + \frac{1}{3}\epsilon^3 - \frac{1}{4}\epsilon^4 + \dots$

ao paramento. Como as deformações no maciço apresentam magnitude variável, não é possível fixar um valor específico para a deformação. A deformação de 0,02 %, utilizada para ajustar o módulo de elasticidade ficou dentro da faixa de 0,01 % a 0,08 %, obtido na camada de argila rija vermelha.

Na porção próxima à contenção, a deformação atingiu até 0,27 %. Isso ocorreu devido ao desconfinamento do maciço ocasionado pela escavação. Além disso, sua magnitude é maior próximo ao pé da parede, pois quanto maior a profundidade maiores as tensões envolvidas. Também é possível se observar uma região destacada com a cor verde clara a montante da escavação, representando deformações entre 0,11 % e 0,02 %. Esta representa uma região de maiores deformações, podendo representar uma região por onde a superfície de ruptura tende a se desenvolver. Como nesta etapa de cálculo o modelo encontra-se estável, não há superfície de ruptura. Esta surgirá quando se avaliar o fator de segurança, pois será realizado o processamento do modelo até atingir a ruptura.

Uma alternativa à configuração do módulo de elasticidade seria utilizar modelos constitutivos em que o parâmetro de deformabilidade varia em função das tensões de confinamento, como por exemplo, o modelo hiperbólico de Duncan & Chang. Este modelo não foi utilizado por não ser disponível no Abaqus e por exigir tempo demasiado para sua elaboração e implementação em Fortran, sem garantia de melhora significativa na qualidade dos resultados obtidos.

4.1.2 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais ocorridos nos paramentos na escavação do modelo são bons indicadores do comportamento da estabilização, sendo um dos critérios utilizado neste trabalho para avaliar os parâmetros geomecânicos empregados no modelo.

A modelagem levou em consideração cada etapa de escavação realizada para implantação dos grampos, que ao todo foram oito. Com isso, foi possível obter resultados por nível de escavação. Pelos resultados obtidos, foi possível comparar o comportamento da “Cortina” 2 do modelo com os dados registrados pelo inclinômetro SI-1, posicionado na superfície do terreno, a montante do paramento do solo grampeado.

Na Figura 22 à Figura 29 estão apresentados os deslocamentos horizontais obtidos pela modelagem na direção perpendicular à face da “Cortina” 2. Foi considerada cada etapa de escavação com 1,35 m, com exceção da 1ª e última etapa.

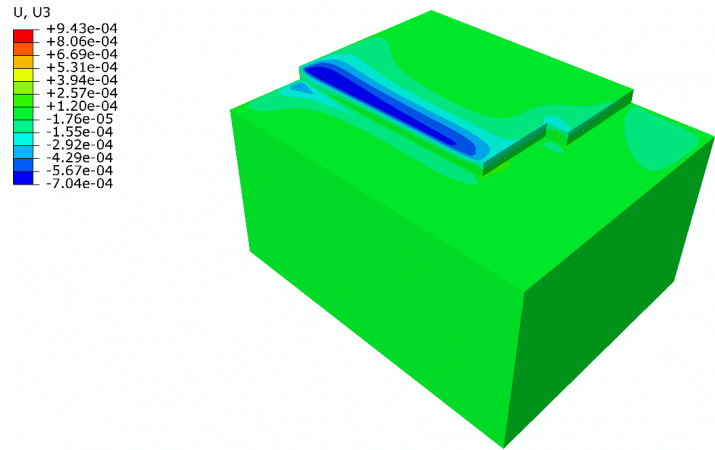


Figura 22 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à primeira etapa de escavação, com 2,0 m de desnível.

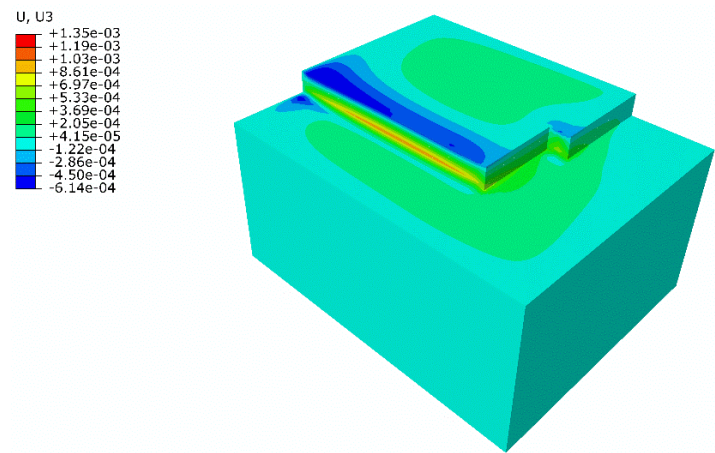


Figura 23 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à segunda etapa de escavação, com 3,35 m de desnível.

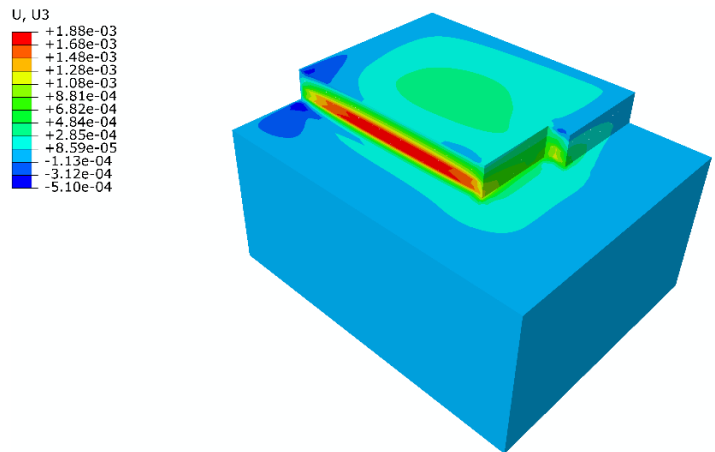


Figura 24 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à terceira etapa de escavação, com 4,70 m de desnível.

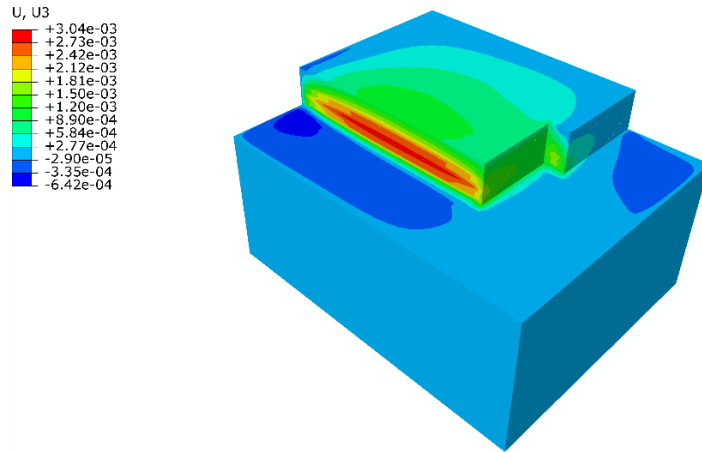


Figura 25 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à quarta etapa de escavação, com 6,05 m de desnível.

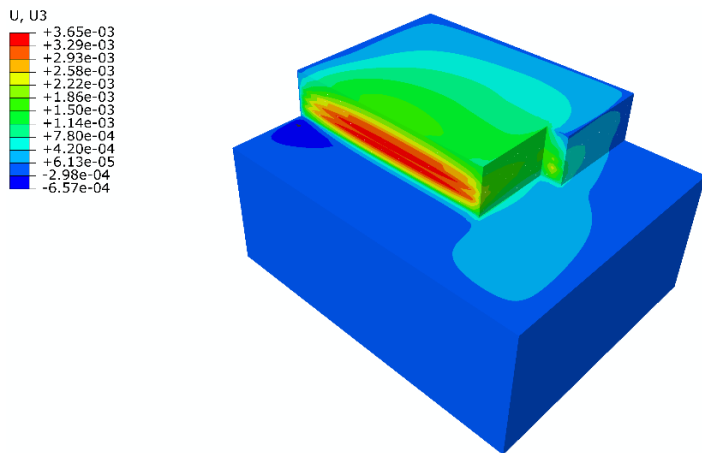


Figura 26 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à quinta etapa de escavação, com 7,40 m de desnível.

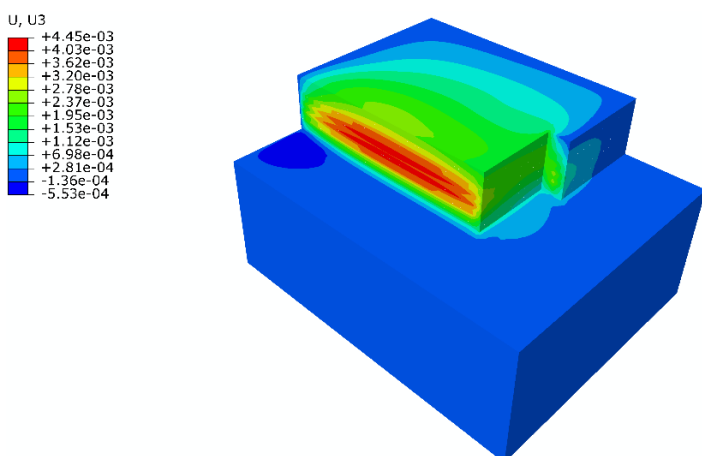


Figura 27 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à sexta etapa de escavação, com 8,75 m de desnível.

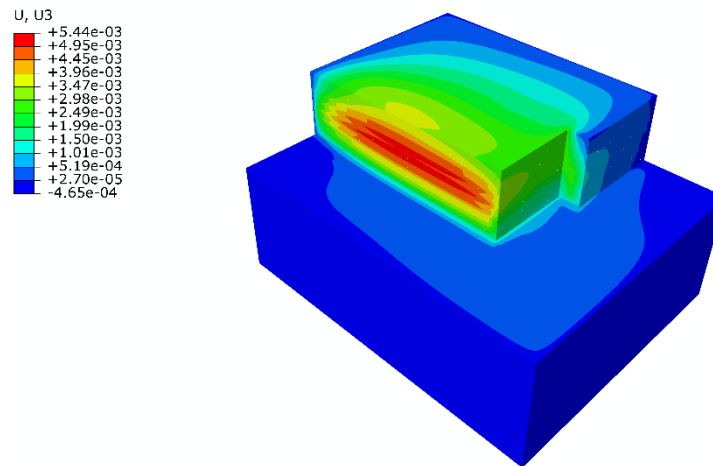


Figura 28 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à sétima etapa de escavação, com 10,10 m de desnível.

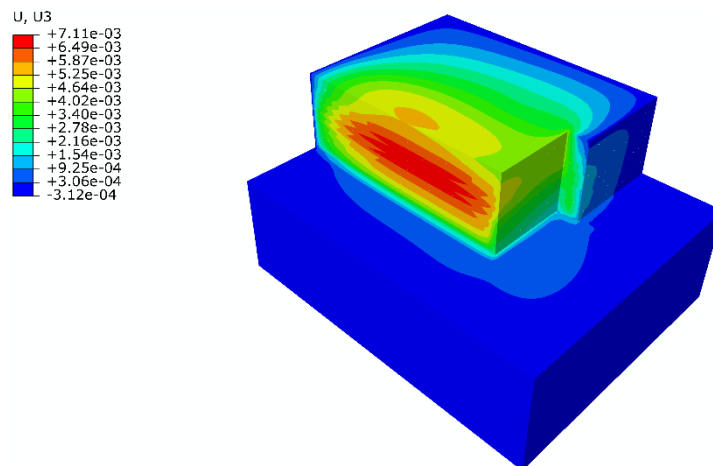


Figura 29 – Deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 2 referente à oitava etapa de escavação, com 11,50 m de desnível.

Da Figura 22 à Figura 29 pode ser observada a evolução dos deslocamentos horizontais em função da profundidade de escavação. A cada etapa do aprofundamento, a magnitude dos deslocamentos horizontais aumentou, isso porque quanto maior a profundidade, maiores as tensões de confinamento do solo, gerando maiores esforços e deslocamentos. Diante disso, o deslocamento horizontal máximo foi observado após a conclusão da última etapa de escavação, a 11,5 m de profundidade, cuja magnitude foi de 7,6 mm, localizado à meia altura/extensão da “Cortina” 2.

Diante da execução de estabilizações perpendiculares à “Cortina” 2, os deslocamentos horizontais calculados nela, próximos às suas extremidades esquerda e direita, são restringidas/minoradas. Na simulação, os deslocamentos horizontais do lado esquerdo da

“Cortina” 2 foram restringidos, pois nessa extremidade há, além do maciço terroso à esquerda do modelo, uma estabilização perpendicular a ela. Para simular de forma fidedigna os deslocamentos próximos à extremidade esquerda da estabilização seria necessário modelar o maciço e estruturas no seu entorno. Contudo, a restrição dos deslocamentos nessa extremidade não prejudicou o comportamento da simulação, em sua faixa central, como será demonstrado adiante.

Normalmente o deslocamento horizontal máximo ocorre no topo do maciço estabilizado, como pode ser observado na literatura, como em Clouterre (1991). No presente caso, esses ocorreram aproximadamente à meia altura da estabilização, tanto na modelagem quanto o registrado pelo inclinômetro SI-01. Com relação a isso, cabe mencionar novamente que a primeira linha de grampos tem duas vezes mais grampos que as demais, com espaçamentos horizontais de 0,65 m. Tal configuração resulta em deformações menores no topo da escavação, tornando a estrutura mais rígida nesse local, uma vez que o empuxo de terra é combatido por mais reforços.

Na Figura 30 está apresentado o deslocamento horizontal na seção transversal que corta a “Cortina” 2, passando pelo inclinômetro SI-1.

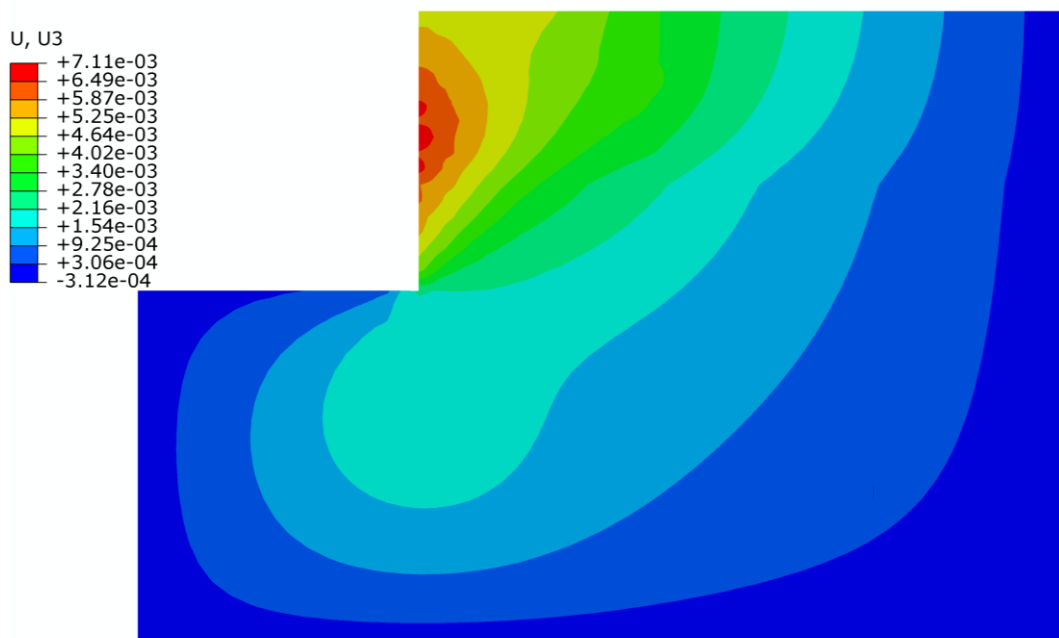


Figura 30 – Deslocamentos horizontais perpendicularmente à “Cortina” 2 após todas etapas de escavação.

Na Figura 30, pode-se observar o deslocamento horizontal máximo, representado pela cor vermelha, ocorrido à meia altura do solo grampeado. Também é possível identificar o deslocamento horizontal na região abaixo do fundo da escavação.

As leituras dos deslocamentos horizontais efetuadas pelo inclinômetro SI-1 após 7,4 m e 11,5 m de escavação, bem como a comparação com os obtidos pela modelagem numérica, estão apresentadas da Figura 31 à Figura 35. A linha tracejada azul indica a cota da base da escavação no momento da leitura.

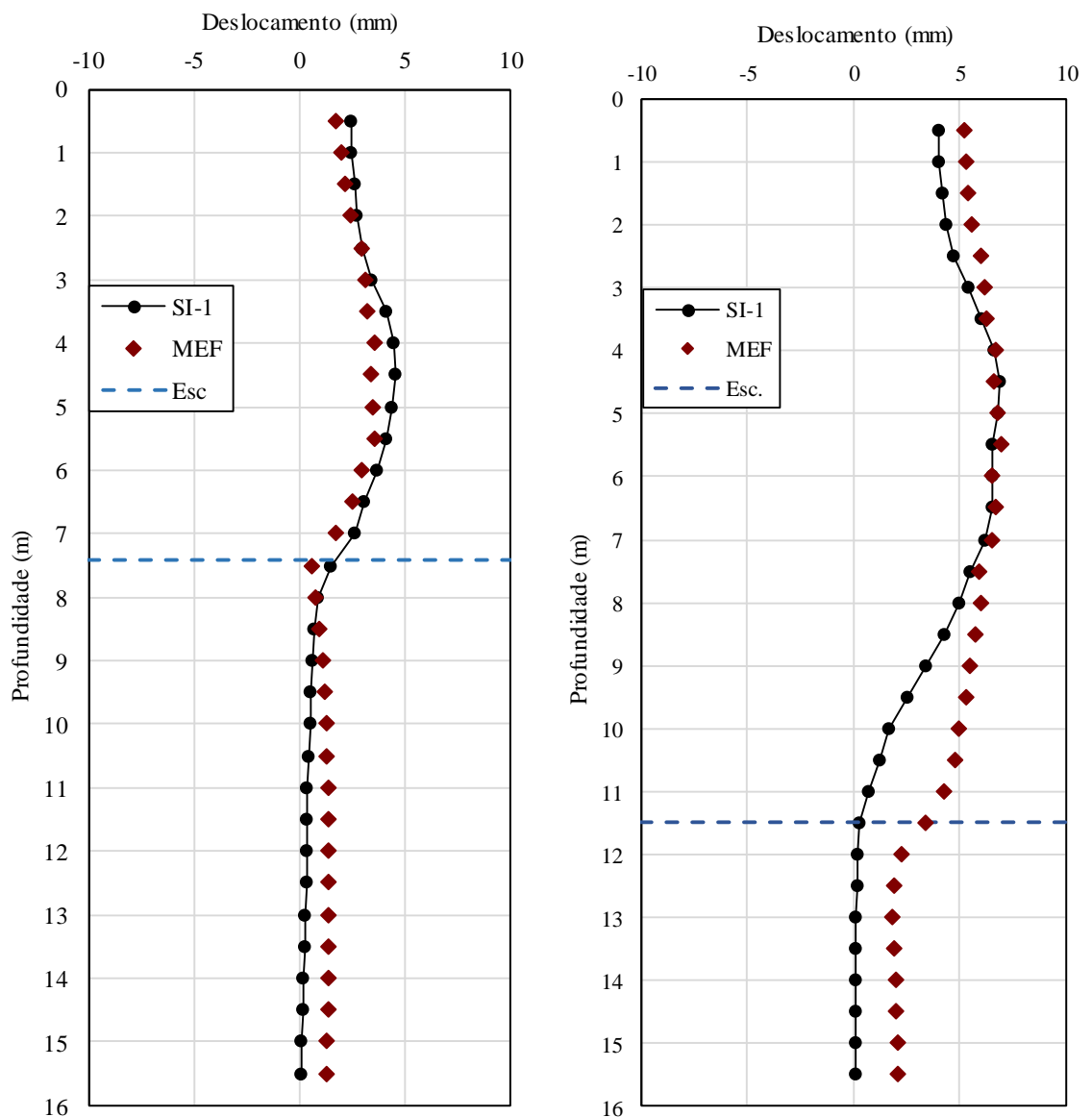


Figura 31 – Deslocamentos horizontais registrados pelo inclinômetro SI-1 e obtidos pelo modelagem.

Pode-se observar que houve boa aderência dos resultados dos deslocamentos horizontais obtidos na modelagem numérica com as leituras do inclinômetro SI-1, principalmente no topo

da estabilização e nos pontos de deslocamento horizontal máximo. Nas profundidades abaixo de 9 m, para o término da escavação, os resultados do modelo descolaram dos registrados pelo inclinômetro SI-1. Provavelmente, isso se deve ao alívio de tensões no fundo da escavação, causando o deslocamento horizontal da massa de solo na região abaixo da escavação, como pode ser observado na Figura 30. Esse efeito é amplificado na simulação por ter sido utilizado o modelo constitutivo de Mohr Coulomb, modelo elastoplástico perfeito, que apresenta apenas um módulo de elasticidade, não levando em consideração sua variação durante o descarregamento e recarregamento. A seguir, estão apresentados gráficos de deslocamentos horizontais em função da evolução da escavação. Tais gráficos foram gerados considerando medidas registradas pelo inclinômetro SI-1 a 1,5 m, 3 m e 9 m abaixo do topo da escavação.

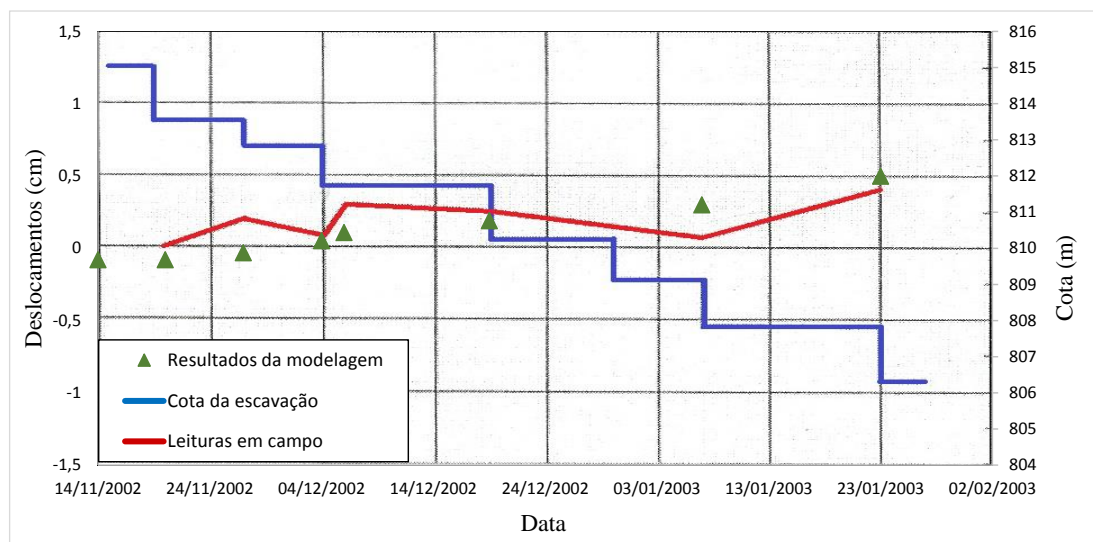


Figura 32 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 816 m, a 1,5 m abaixo do topo da contenção.

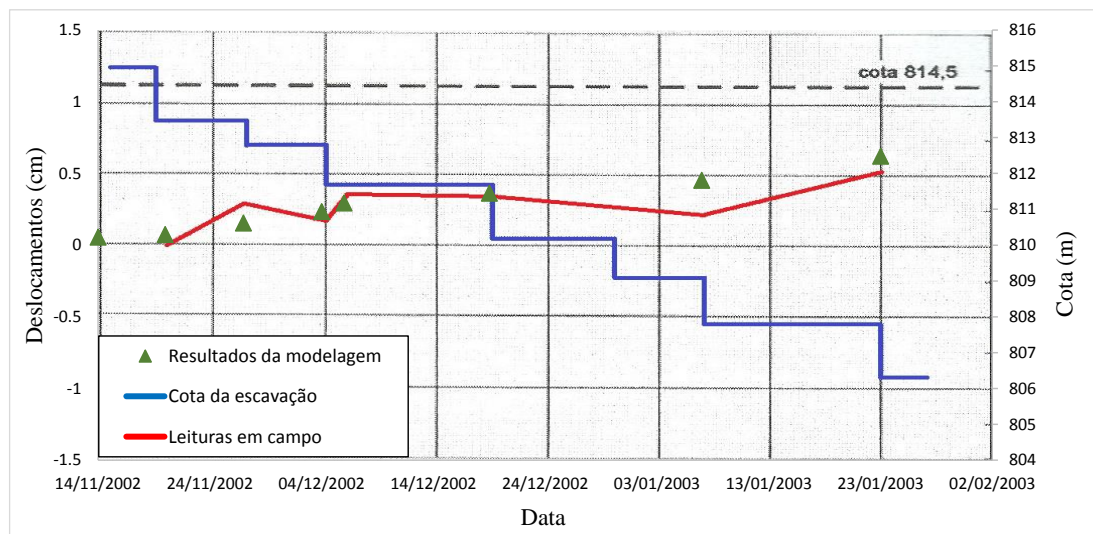


Figura 33 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 814,5 m, a 3 m abaixo do topo da contenção.

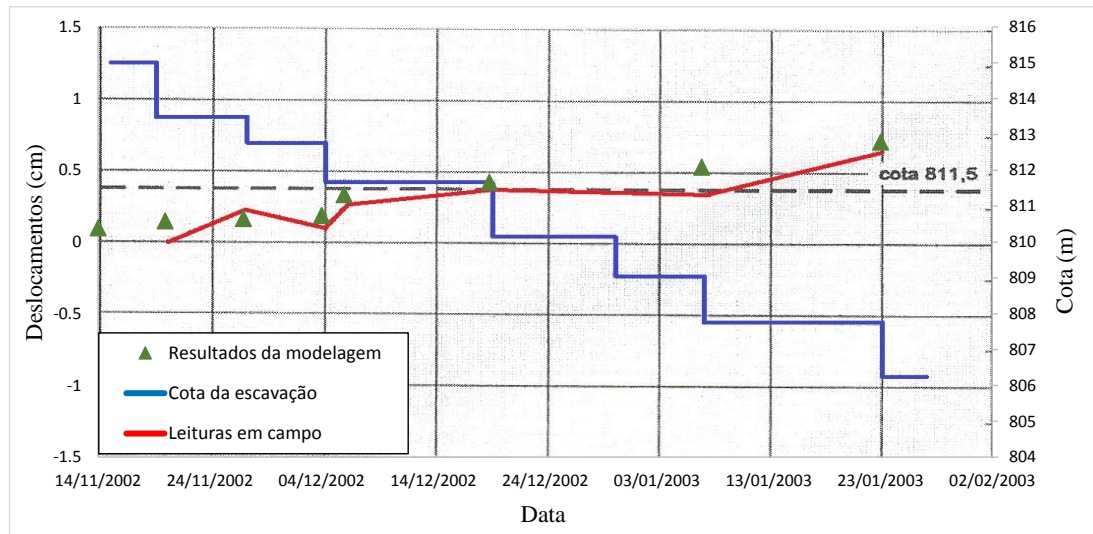


Figura 34 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 811,5, a 6 m abaixo do topo da contenção.

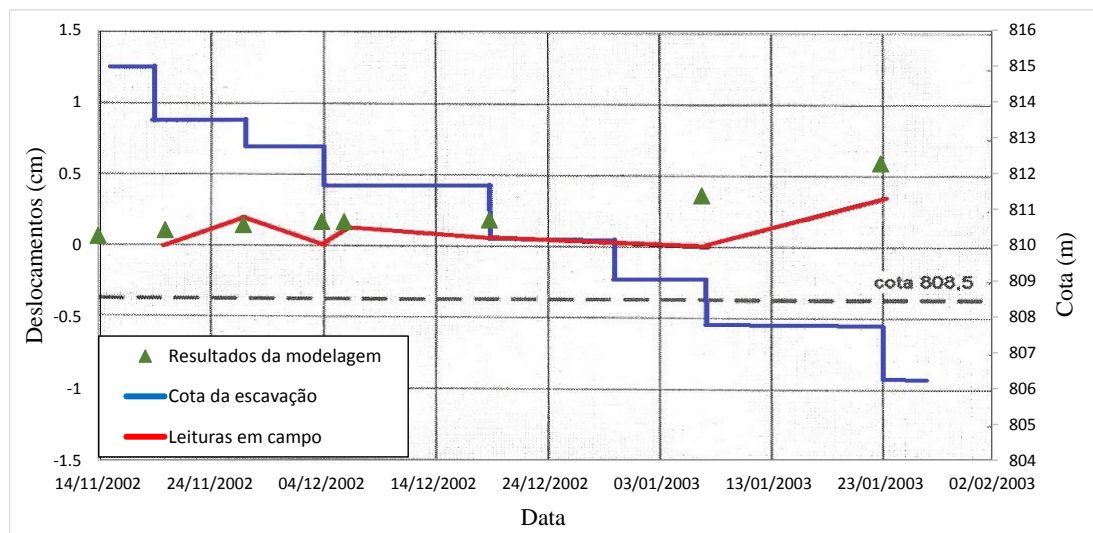


Figura 35 – Deslocamentos horizontais medidos na cota 808,5, a 9 m abaixo do topo da contenção.

Esses resultados mostram a boa aderência entre os resultados determinados pela análise numérica e os registrados em campo. É possível se observar que, nas quatro figuras, os deslocamentos horizontais medidos (em vermelho) e os calculados (em verde) apresentaram mesmo comportamento e magnitude, principalmente até a profundidade de 9 m de escavação, representada no eixo das abcissas pela data 3/1/2003. A partir desta profundidade os deslocamentos horizontais calculados (em verde) apresentaram um ligeiro distanciamento dos medidos (em vermelho), principalmente na leitura próxima ao fundo da escavação (Figura 35). As causas para esse afastamento entre o calculado e medido em cotas mais baixas foi discutida no comentário da Figura 31.

Apesar de o objetivo principal deste trabalho ser o estudo do comportamento da “Cortina” 2, serão apresentados na Figura 36 os deslocamentos horizontais perpendiculares à “Cortina” 6 após todas etapas de escavação.

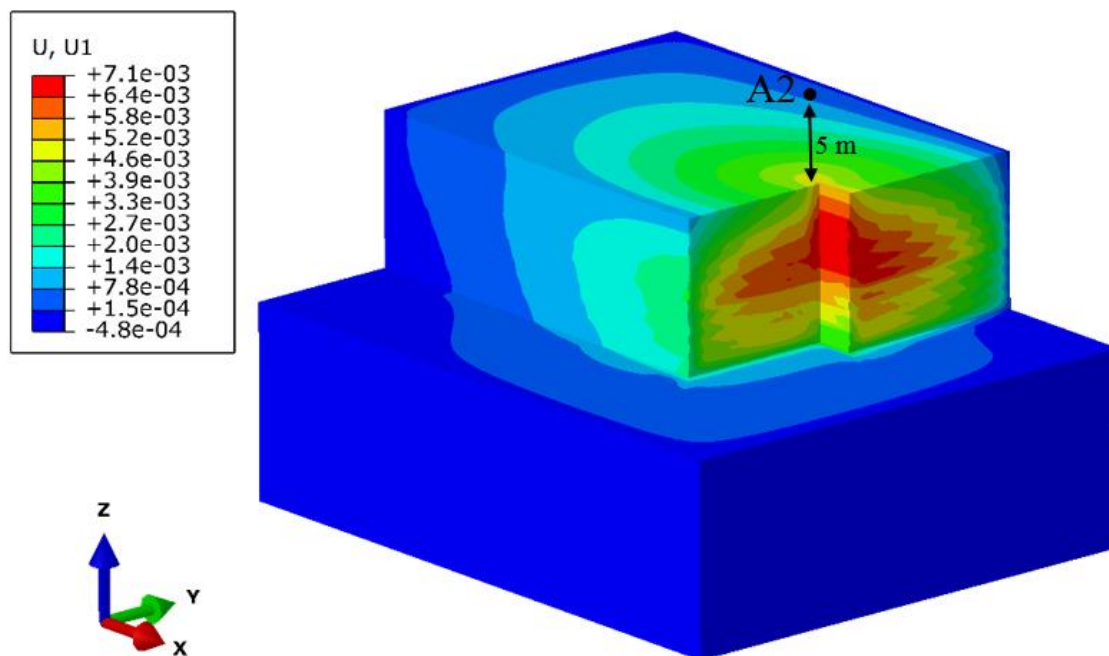


Figura 36 – Deslocamentos horizontais (m) na direção perpendicular à “Cortina” 6 após todas etapas de escavação.

Os deslocamentos horizontais máximos na direção perpendicular à “Cortina” 6 obtidos pela modelagem foram de 7,1 mm, mesma ordem de grandeza dos deslocamentos máximos registrados pelo marco superficial A2, que registrou deslocamento horizontal de 7,0 mm (0,06 % da altura da escavação), sendo este localizado em uma edificação, a 5,0 m acima do topo do solo grampeado. Este resultado indica que o modelo também apresentou comportamento satisfatório na direção perpendicular à “Cortina” 6.

4.1.3 Recalques

A seguir, estão representados os recalques (deslocamentos verticais) obtidos na modelagem. A Figura 37 apresenta esse resultado em visão tridimensional das “Cortinas”, com indicação da posição do pino de recalque P5 na “Cortina” 2, e a Figura 38 apresenta os resultados na seção transversal passando por esse mesmo pino.

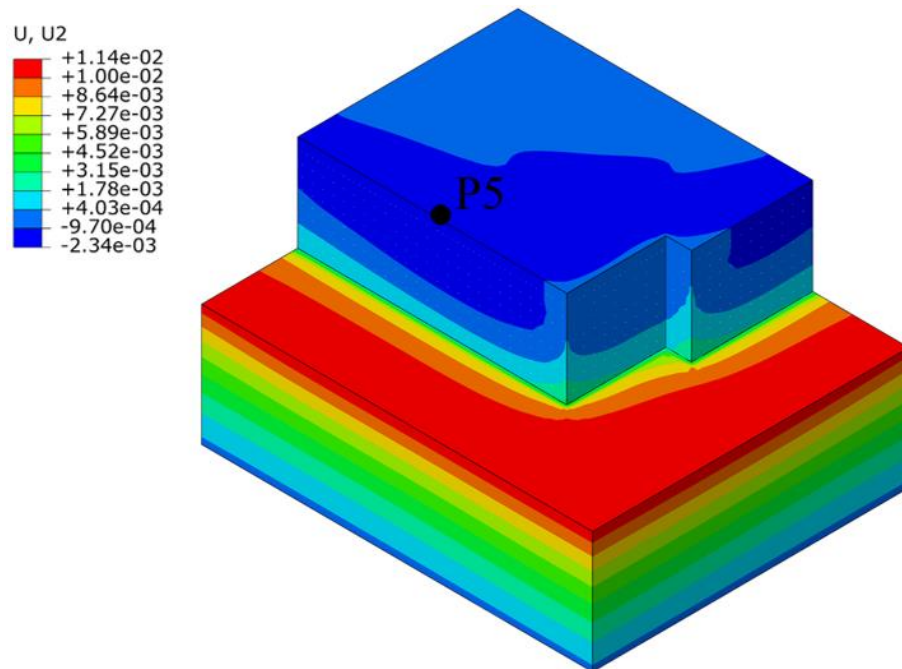


Figura 37 – Recalques calculados, obtidos após todas as etapas de escavação. (unidade: m).

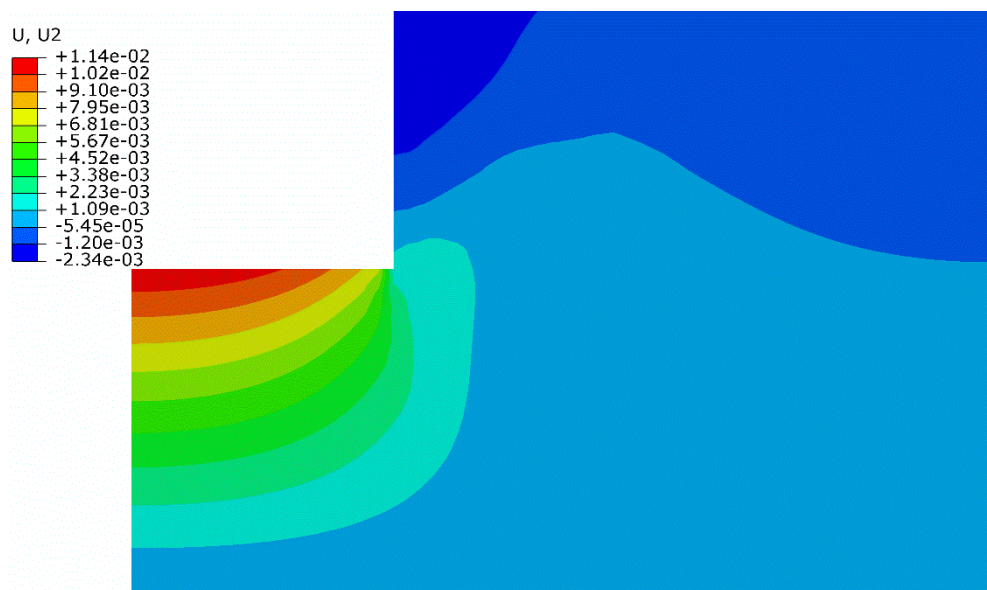


Figura 38 – Recalques após todas as etapas de escavação, na seção transversal da “Cortina” 2. (unidade: m).

Pela Figura anterior, o recalque calculado no modelo computacional, na superfície do terreno, acima do maciço estabilizado, foi de até 2,3 mm, e na posição do P5 foi de 2,1 mm. Os recalques medidos na obra, no pino de recalque P5, após a escavação do terreno variaram de 2,6 mm a -4,0 mm, cuja média de todos registros é de 1,7 mm.

Observa-se que, no fundo da escavação, houve uma elevação (deslocamento vertical positivo) da ordem de 11 mm. Tal ocorrência se deve ao alívio de tensões causado pela

escavação. Pode-se atribuir, também, ao fato de que foi utilizado nas análises o modelo constitutivo de Mohr Coulomb, o qual tem módulo de elasticidade constante, mesmo para o descarregamento – situação em que o módulo de elasticidade é, em muitos casos, aproximadamente 3 vezes o módulo de elasticidade para o carregamento (PLAXIS, 2016). Para se levar em consideração a variação do módulo de elasticidade em função das variações das tensões (carregamento, descarregamento e recarregamento), pode-se lançar mão de modelos constitutivos como o hiperbólico Duncan-Chang e Hardening Soil. Contudo, utilizou-se o modelo constitutivo de Mohr Coulomb pela disponibilidade de parâmetros e pelo seu critério de ruptura ser adequado para avaliação dos métodos analíticos de dimensionamento de solo grampeado.

Apenas como ilustração, a NC03 (1980) menciona que se tratando de argilas porosas vermelhas e profundidades de escavação de até 15 m, conforme medições efetuadas em obras da companhia do metropolitano de São Paulo (CMSP), pode-se estimar o recalque máximo junto à parede de contenção em 0,15 % da altura da escavação, reduzindo linearmente até uma distância da parede igual a sua altura. Seguindo essa recomendação e considerando que o caso em estudo tem 11,5 m de altura, poderia se esperar um recalque de aproximadamente 17 mm, superior, da ordem de 10 vezes, ao registrado na obra e calculado pela modelagem numérica.

4.2 Arrancamento dos Grampos

Nas análises apresentadas no item 4.1, os grampos foram modelados por meio de um artifício (*Embedded element*), em que são atribuídas as propriedades mecânicas e geométricas. Contudo, a tensão de cisalhamento na interface entre o solo e o grampo fica dependente da resistência do solo, que, neste caso, é função do critério de Mohr Coulomb.

Para se determinarem os esforços e o fator de segurança da estabilização com maior critério, executou-se um ensaio de arrancamento no MEF usando um modelo construído especificamente para esse fim. A tensão de cisalhamento na interface entre o solo e o grampo foi ajustada por meio da utilização de elementos sólidos no entorno do grampo, cujos parâmetros foram calibrados até se obter a mesma resistência ao arrancamento medido nos respectivos ensaios executados durante a obra.

Na Figura 39 está apresentado o gráfico de força de tração x deslocamento do ensaio de arrancamento virtual.

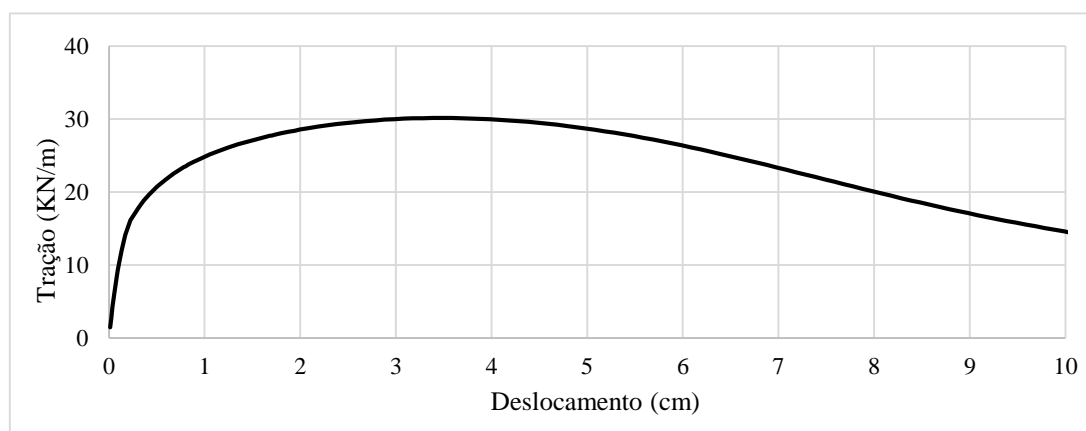


Figura 39 – Gráfico tração x deslocamento do ensaio de arrancamento virtual.

A força de tração máxima obtida no ensaio de arrancamento foi de 30 kN/m para um deslocamento de 3,5 cm. A magnitude da tração máxima obtida pela modelagem é da mesma ordem de grandeza dos ensaios de arrancamento executados na obra.

Na Tabela 8 estão apresentados os parâmetros de resistência utilizados para configurar os elementos que constituem a interface do modelo. Os demais parâmetros de deformação e peso específico foram mantidos, mantendo os mesmos da argila porosa vermelha.

Tabela 8 – Parâmetros de resistência dos elementos de interface do solo grampeado.

Coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito (°)	Dilatância (°)
20	23	6,5

A coesão e o ângulo de atrito foram mantidos como os mesmos da argila porosa vermelha, sendo alterada apenas a dilatância. Como já mencionado no item 3 (materiais e métodos), o aumento do atrito lateral entre o grampo e o solo podem ser atribuídos à expansão de cavidade provocada pela injeção da calda de cimento, ao aumento da rugosidade da superfície do grampo e o aumento da dilatância. Porém, o objetivo deste trabalho não é determinar os fenômenos que controlam o atrito lateral e sim configurá-lo de tal forma a se obter a mesma força de arrancamento observada em campo. É importante mencionar que a camada da interface entre o solo e o grampo modelada é de 4 mm e a alteração de seus parâmetros não influenciam na resistência do maciço.

4.3 Modelo 3D de uma única coluna de grampos

Os resultados obtidos na simulação da escavação contemplando as “Cortinas” 2 e 6 demonstram que o modelo foi calibrado satisfatoriamente. Contudo, o objetivo deste trabalho foi avaliar os métodos de cálculo analíticos, e, para isso, foi empregado o modelo tridimensional com apenas uma coluna de grampo, de uma seção extraída à meia extensão da “Cortina” 2, como apresentado na Figura 18. Essa geometria simplificada não prejudica os resultados, podendo-se considerar que o solo grampeado é formado por várias colunas consecutivas, havendo simetria de tensões e deformações entre elas. As motivações para utilização dessa geometria simplificada foram descritas anteriormente, adicionando a elas o fato de que o modelo tridimensional de apenas uma coluna de grampo é uma configuração semelhante às utilizadas nos cálculos analíticos.

4.3.1 Tração nos grampos e na face

Na Figura 40 estão apresentados os diagramas de força de tração atuantes no grampo após todas etapas de escavação e a superfície formada pelos pontos de máxima tração.

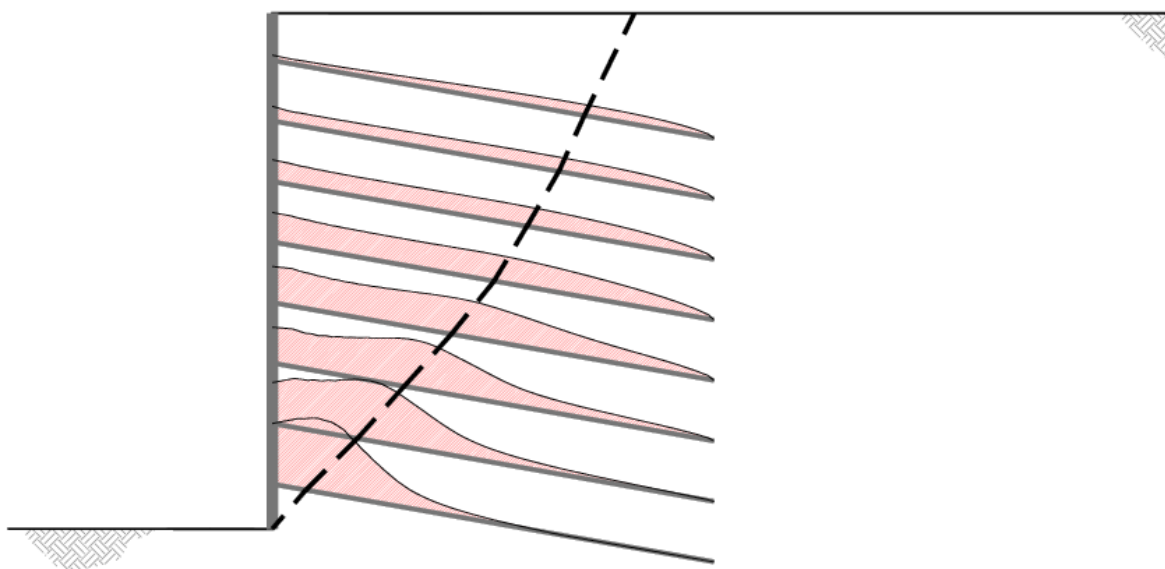


Figura 40 – Diagramas de força de tração.

Na Figura 40, os pontos de tração máxima atuantes nos grampos foram ligados por uma linha tracejada. Cabe mencionar que essa linha não se trata da superfície de ruptura, pois esse modelo ainda não foi levado à ruptura (tal situação ocorrerá na etapa da verificação do fator de

segurança). Contudo, representa uma provável superfície de ruptura interna do maciço reforçado.

Pode-se observar na Figura 40 que os esforços de tração atuantes nos grampos são maiores à medida que se aproximam do fundo da escavação. Isso porque quanto maior o volume de solo sobre o grampo, maiores as tensões verticais e, conseqüentemente, maiores as tensões horizontais, o que leva a maior sollicitação nos grampos. Nas inclusões superiores, além dos esforços de tração máximos serem menores que os inferiores, a tração que chega à face do solo grampeado também é reduzida, isso porque a distância ao longo do grampo entre a tração máxima e a face é maior na parte superior. Assim, o solo entre esse trecho absorve a maior parte da tração mobilizada no reforço. Tal fenômeno é menos expressivo próximo aos últimos grampos, onde esta distância é curta, havendo menor dissipação da tração no maciço. Os esforços que não são absorvidos no maciço são resistidos pela face.

Na Figura 41 a Figura 48, os diagramas de tração atuantes em cada grampo.

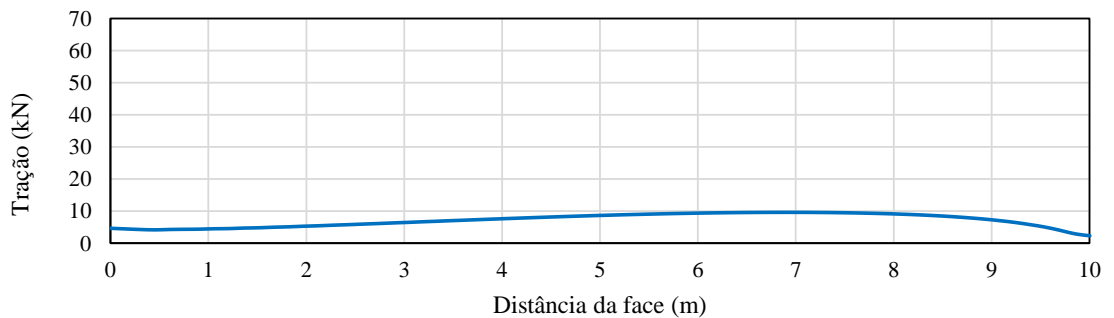


Figura 41 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 1ª linha.

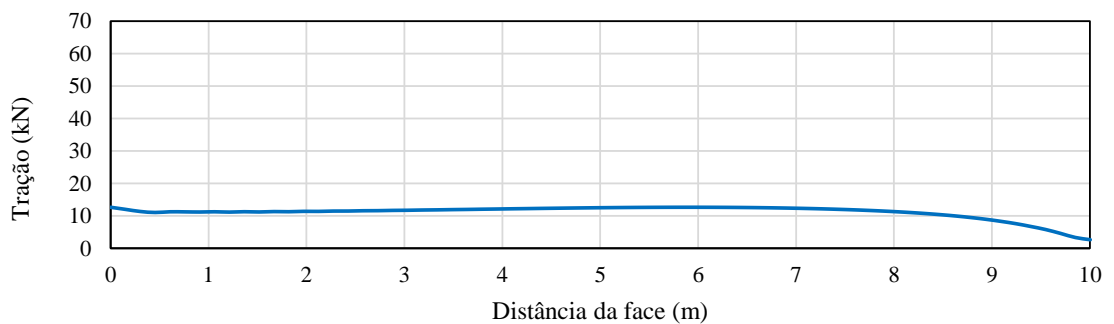


Figura 42– Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 2ª linha.

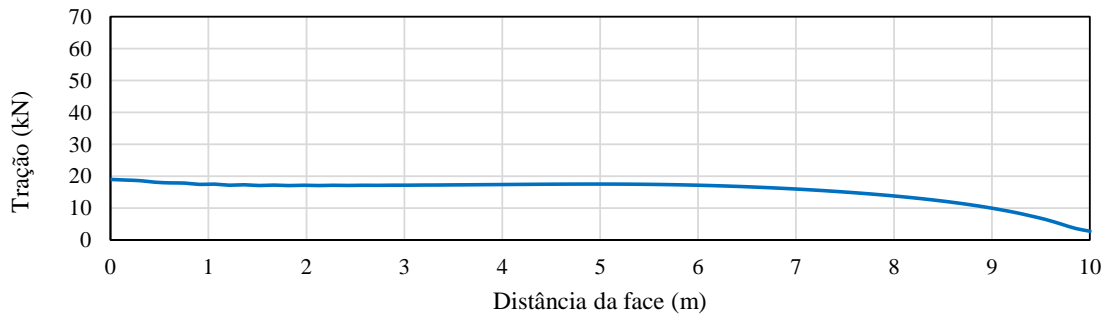


Figura 43 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 3ª linha.

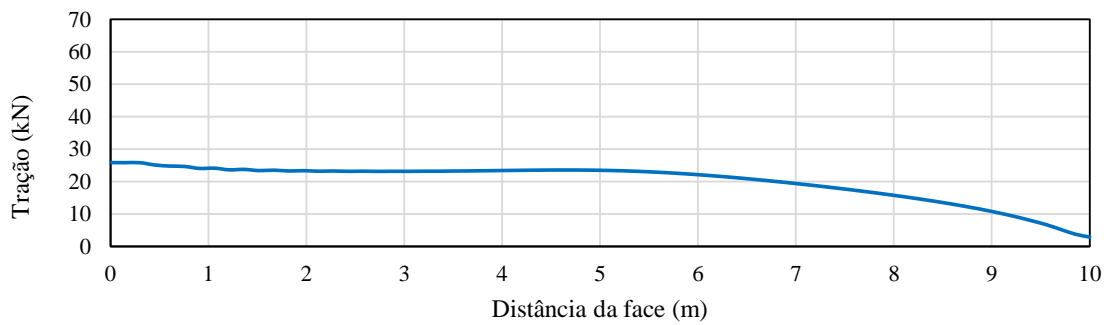


Figura 44 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 4ª linha.

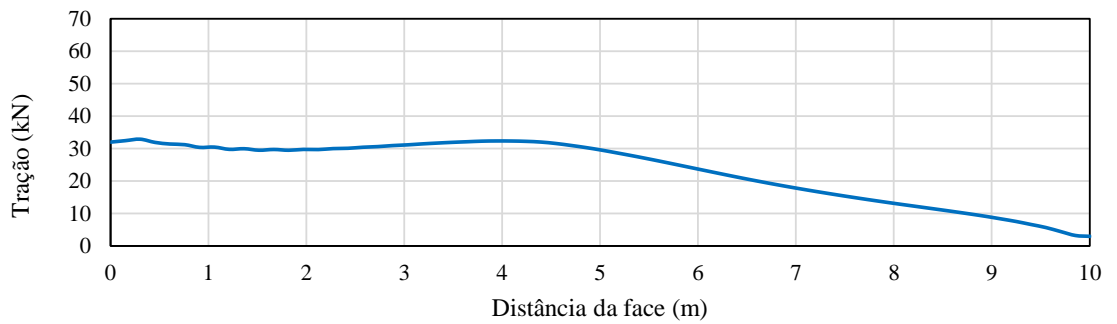


Figura 45 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 5ª linha.

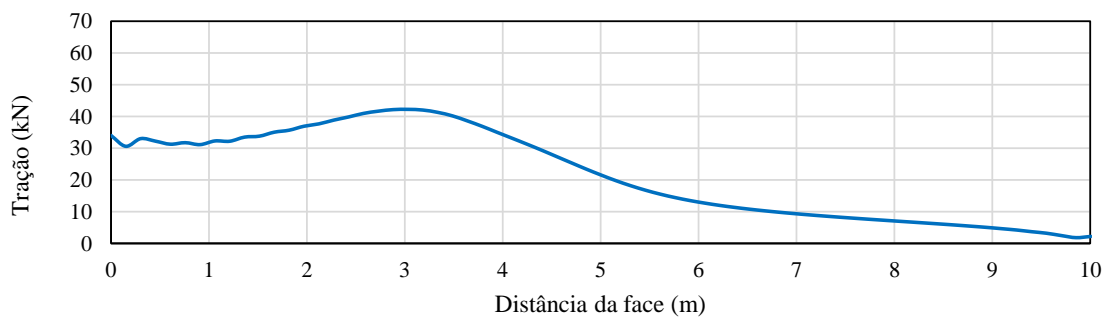


Figura 46 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 6ª linha.

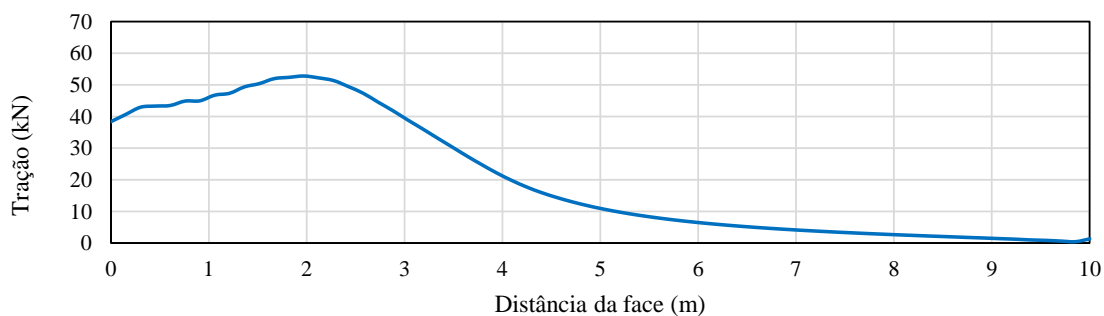


Figura 47 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 7ª linha.

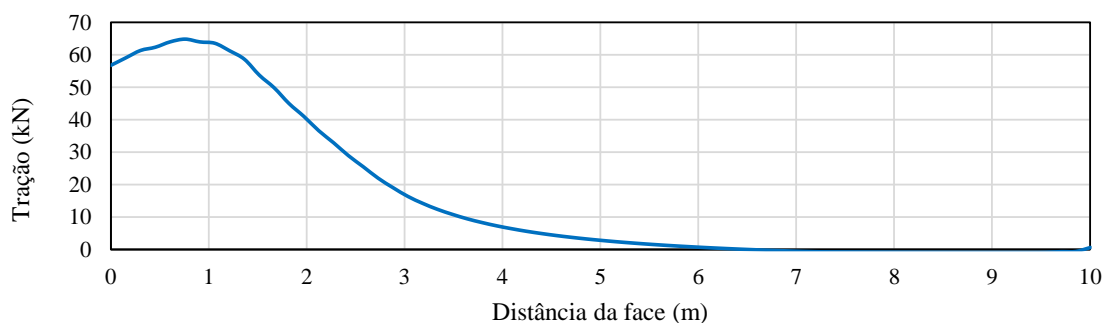


Figura 48 – Diagrama dos esforços de tração atuantes no grampo da 8ª linha.

Na Tabela 9, estão apresentados os esforços de tração máxima atuantes nos grampos e a tração na face do solo grampeado.

Tabela 9 – Esforços de tração atuantes nos grampos.

Posição	Tração máxima (kN)	Tração na face (kN)	Tração máxima/tração na face
1ª linha	9,62	4,65	0,48
2ª linha	12,66	12,66	1,00
3ª linha	19,00	19,00	1,00
4ª linha	25,86	25,86	1,00
5ª linha	32,90	32,00	0,97
6ª linha	42,25	28,19	0,67
7ª linha	52,82	38,39	0,73
8ª linha	64,84	56,76	0,88

Como mencionado anteriormente, as maiores trações ocorreram nos grampos posicionados em cotas mais baixas. A magnitude máxima ocorreu na 8ª linha e última linha: 64,84 kN de tração. Esse mesmo grampo apresentou tração na face de 56,76 kN (88 % do valor da tração máxima). A relação entre tração máxima nos grampos e tração que chega na face variou de 48 % a 100 %, com média de 84 %. Os resultados das análises apresentaram valores superiores ao mencionados na literatura, como por exemplo, FHWA (LAZARTE, 2015) e

Clouterre (1991), que sugerem valores em torno de aproximadamente 70 % para espaçamentos da ordem de 1,5 m.

Conforme Clouterre (1991), é possível estimar o estado de tensão do solo ao longo dos pontos de tração máxima usando o parâmetro K , representado pela razão entre a força de tração do grampo (corrigida de sua inclinação) e a tensão efetiva vertical multiplicada pela área de influência do grampo. Na Figura 49, estão apresentados os valores do parâmetro K em função da profundidade da cabeça do grampo normalizada pela altura total da escavação. Também foram plotadas as curvas equivalentes aos coeficientes de empuxo ativo e passivo, K_a e K_0 , respectivamente.

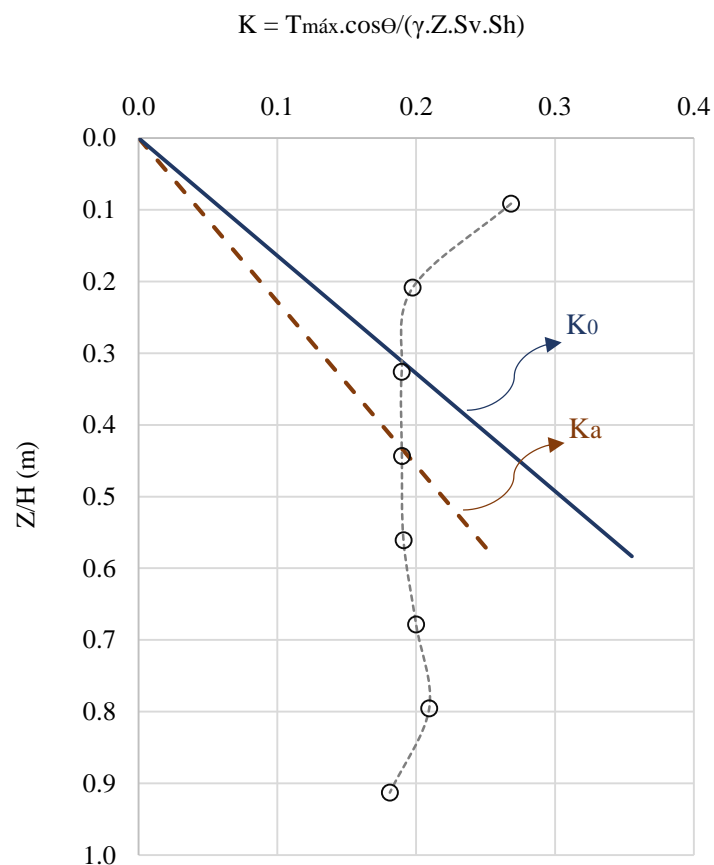


Figura 49 – Gráfico do adimensional “K” em função da profundidade.

Observa-se na Figura 49 que os dois primeiros grampos apresentaram parâmetro “K” superior ao K_a e K_0 , e a partir do quarto grampo passam a ser inferiores à eles. Isso indica que o estado de tensões no solo na região de tração máxima dos dois grampos superiores são maiores que os empuxos em repouso e as inclusões inferiores apresentaram esforços menores do que o

empuxo ativo. Comportamento semelhante ao da Figura 49 ocorreu em alguns casos apresentados por Clouterre (1991), como pode ser observado na Figura 50.

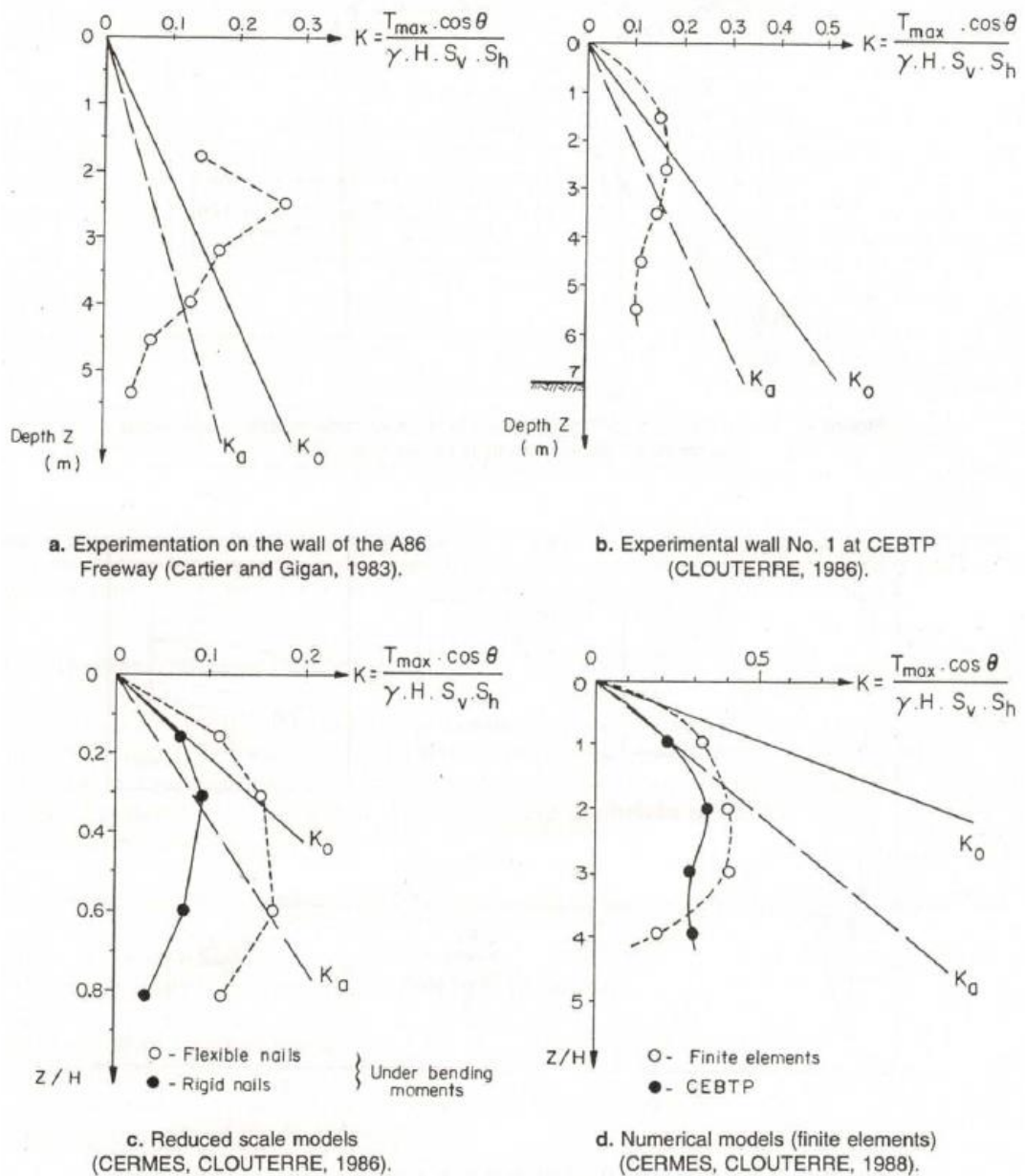


Figura 50 – Gráficos do parâmetro K em função da profundidade. (Fonte: Clouterre, 1991)

Peck (1969) apresentou configurações para diagramas de empuxo atuantes em contenções, com magnitudes e geometria de distribuição, variando em função das características do solo. A norma NC03 (1980) do Metrô também apresenta essas distribuições de empuxo, inclusive para as argilas vermelhas e solos variegados de São Paulo para valas de até 20 m de profundidade. Os diagramas de empuxo mencionados anteriormente estão apresentados na Figura 51.

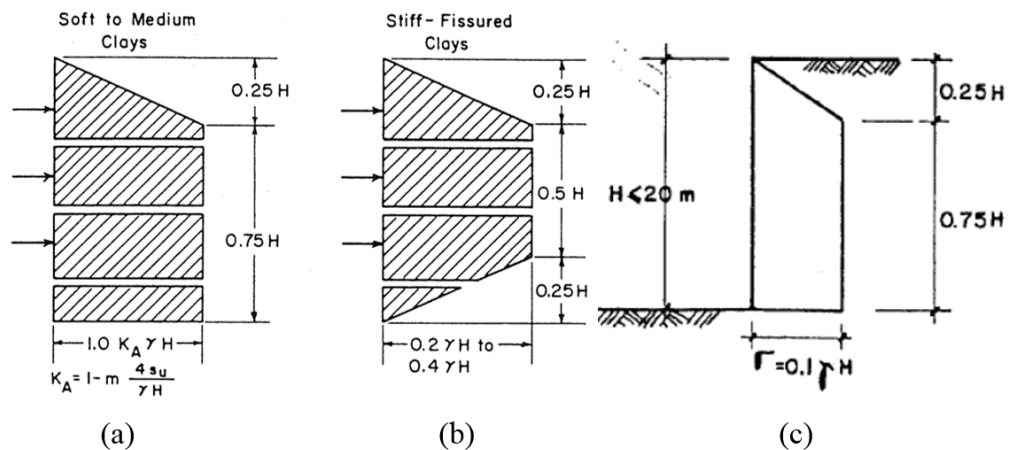


Figura 51 – Diagramas de empuxo sugeridos por: a) Peck (1969) para argila mole à média; b) Peck (1969) para argila dura fissurada; c) NC03 (1980) para argilas vermelhas e solos variegados de São Paulo.

As argilas da escavação do novo Hospital da Beneficência Portuguesa apresentam, na profundidade escavada, N_{SPT} variando de 1 a 14 golpes, podendo ser classificadas como argilas de consistência muito mole à rija. Partindo desse princípio, os diagramas (a) e (c) são os que mais se adequam ao caso. O diagrama (b) se adequaria a argilas duras fissuradas, como no caso das argilas conhecidas como Taguá. Diante das características do substrato da escavação, o valor de K_a do diagrama (a) é igual a 0,49, considerando $m=1$ (conforme sugestão de Peck (1969)) e $S_u = 25$ kPa.

Para comparar os esforços de tração máximo obtidos nos grampos por essa simulação no MEF com os mesmos resultados apresentados em Clouterre (1991) em distintos casos, e ainda com envoltórias de diferentes referências bibliográficas (Figura 50), plotaram-se no mesmo gráfico da Figura 52 os parâmetros K determinados por essas metodologias em função da profundidade.

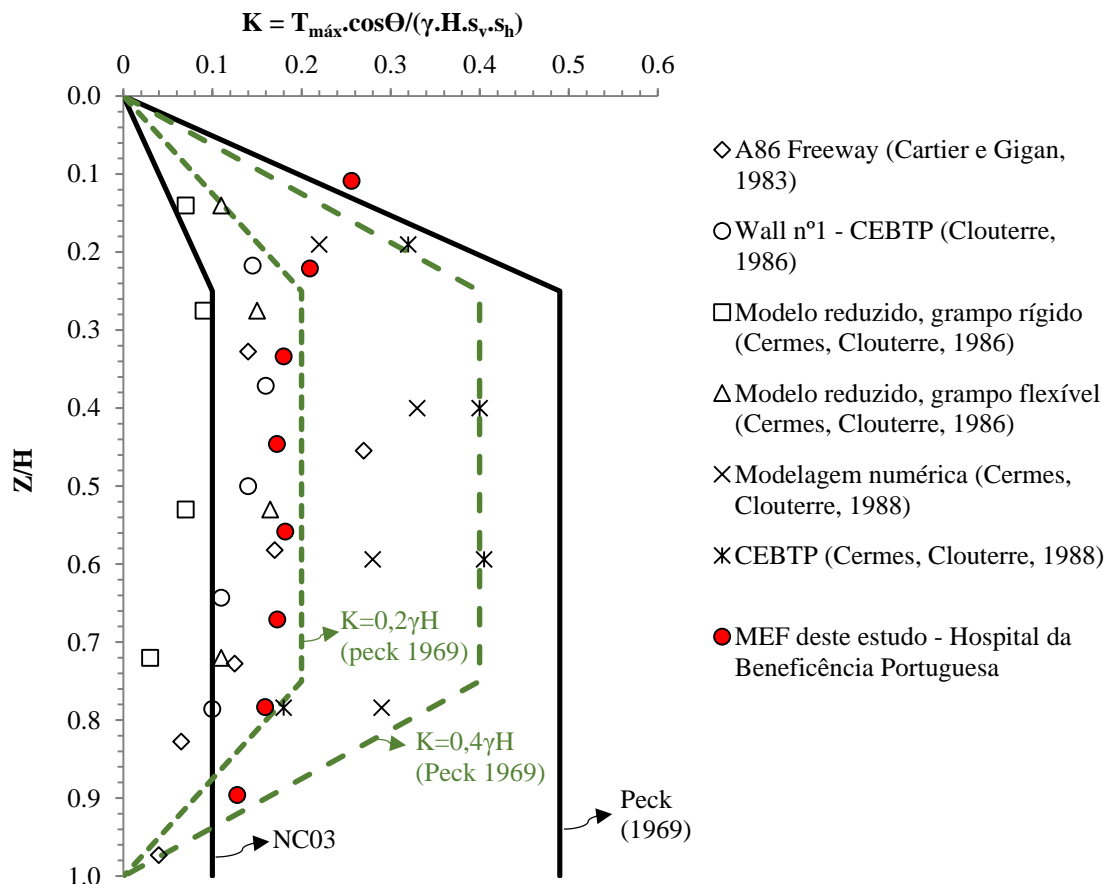


Figura 52 – Gráfico K em função da profundidade e diagramas de empuxo sugeridos por Peck (1969) e NC03 (1980).

Os resultados indicaram que os valores de K calculados pelo MEF ficaram próximos ao diagrama de $K = 0,2$, porém com comportamento semelhante ao diagrama apresentado na NC03 (1980) para argilas vermelhas e solos variegados de São Paulo. Observa-se que o grampo da primeira linha apresentou magnitude de K superior a todos os outros casos, possivelmente devido ao reduzido espaçamento horizontal da primeira linha de grampos (0,65 m), uma vez que esse parâmetro encontra-se no denominador da equação.

O Manual de Solo Grampeado Byrne et al. (1998) apresenta valores da tração máxima normalizada (T_N) de onze obras distintas executadas e instrumentadas nos EUA. Também foram apresentadas informações sobre os esforços de tração atuantes na face do solo grampeado de nove localidades. Utilizando esses dados como referência, plotou-se nos gráficos apresentados no Byrne et al. (1998) os valores obtidos por essa modelagem numérica. Esses gráficos, com os resultados obtidos pelo MEF, encontram-se apresentados na Figura 53 e Figura 54.

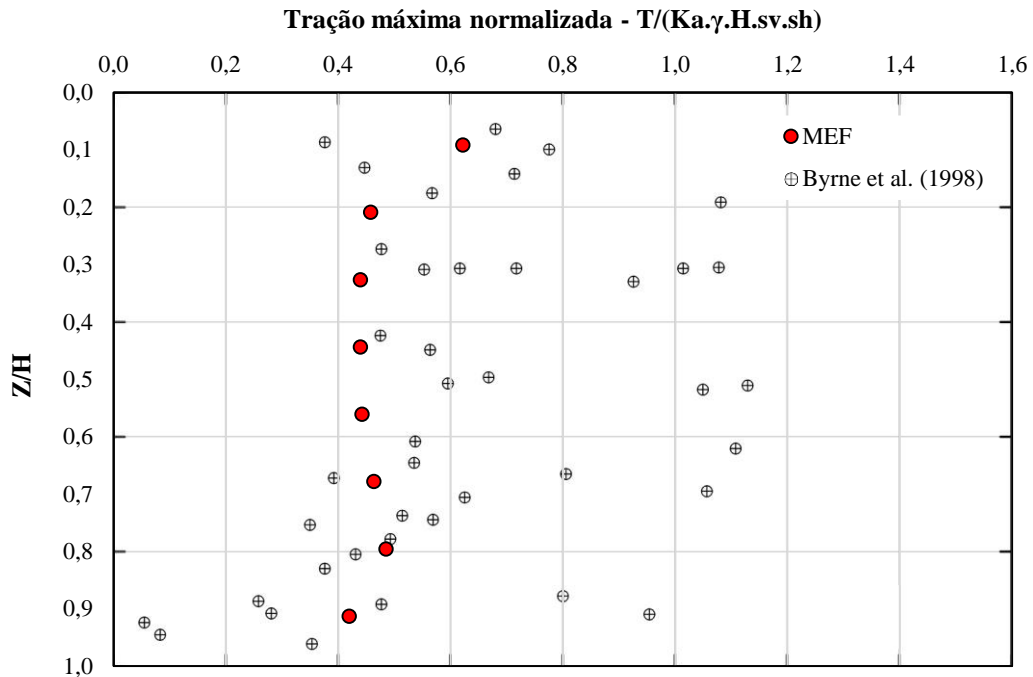


Figura 53– Gráfico da tração máxima dos grampos normalizada. (adaptado de Byrne et al. 1998)

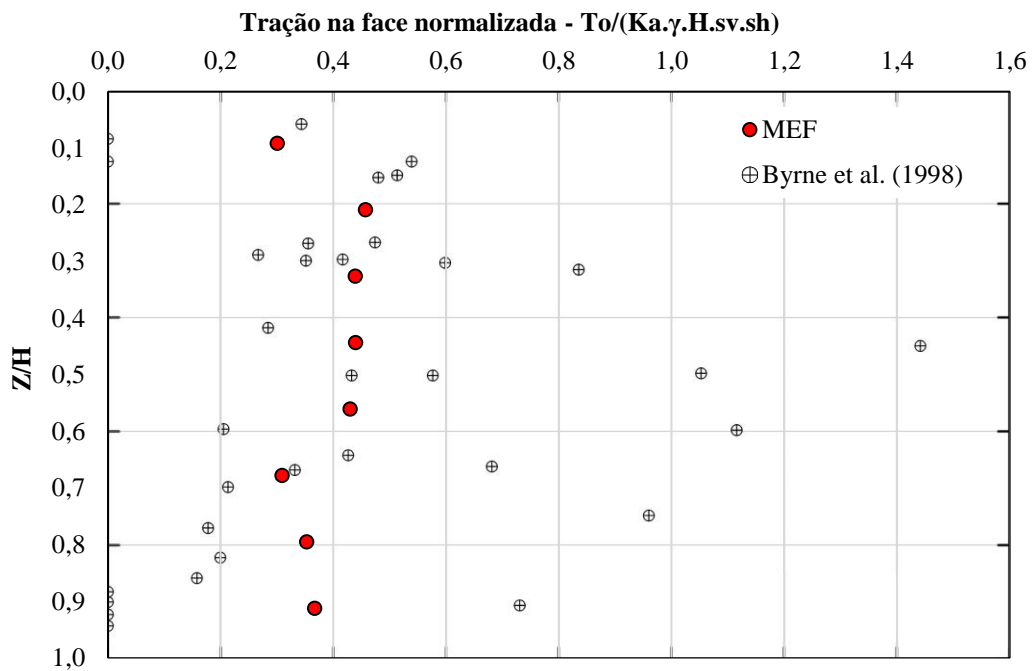


Figura 54 – Gráfico da tração dos grampos próximo à face normalizada. (adaptado de Byrne et al. 1998)

Na Figura 53 e Figura 54 pode-se observar que os resultados de tração máxima normalizada, assim como a tração que chega à face, obtidos pelo MEF nesse estudo, ficaram dentro das faixas apresentadas por Byrne et al. (1998). Contudo, deve-se ressaltar que apesar dos esforços de tração máxima e tração na face serem normalizados, não levam em consideração coesão do solo, que podem exercer influências nos resultados de tração.

4.3.2 Momento nos grampos

Os momentos fletores foram obtidos admitindo a hipótese de Navier (seção transversal permanece plana durante a flexão), determinados a partir das tensões axiais atuantes no grampo, uma vez que elementos sólidos não geram resultados de momentos fletores. A magnitude destes foi determinada em função do módulo de rigidez à flexão (w) do grampo. Na Figura 55 a Figura 62 estão apresentados os diagramas de momentos fletores atuantes em cada grampo.

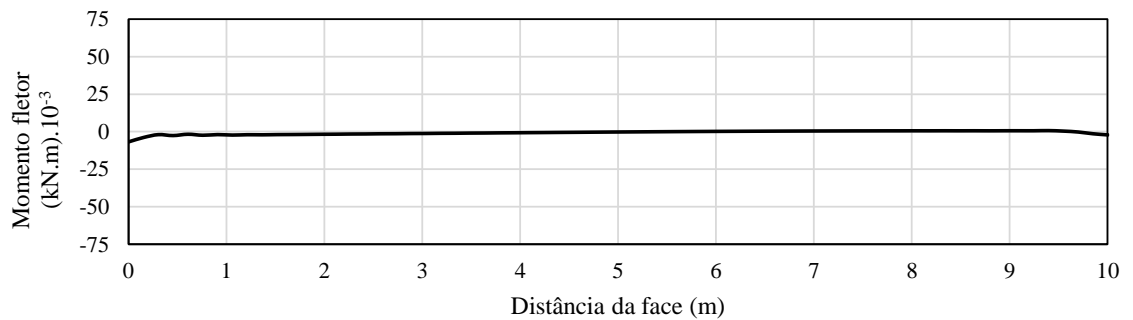


Figura 55 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 1ª linha.

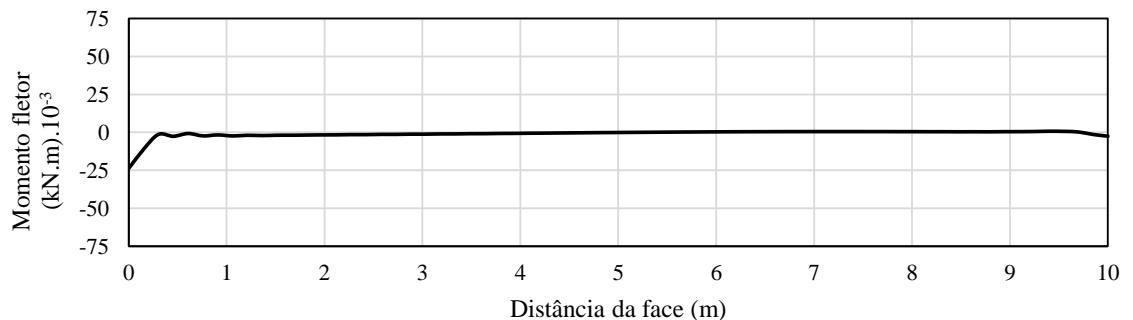


Figura 56 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 2ª linha.

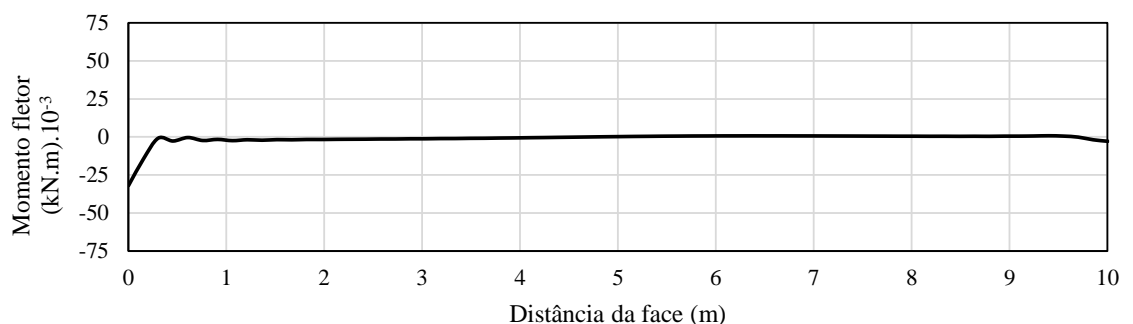


Figura 57– Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 3ª linha.

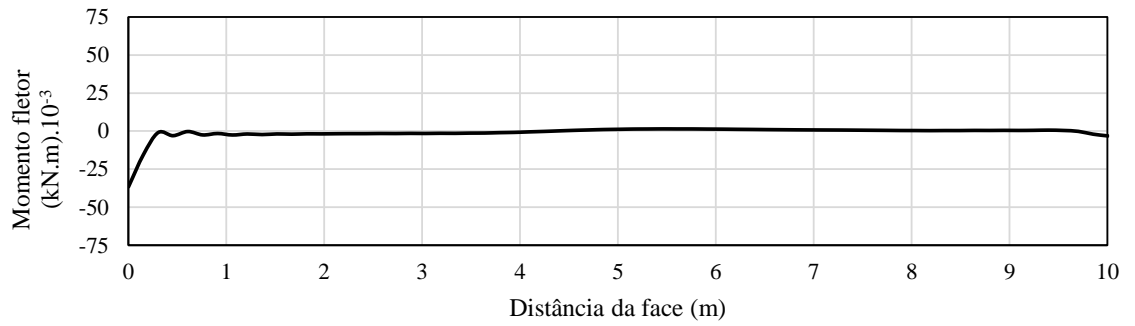


Figura 58 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 4ª linha.

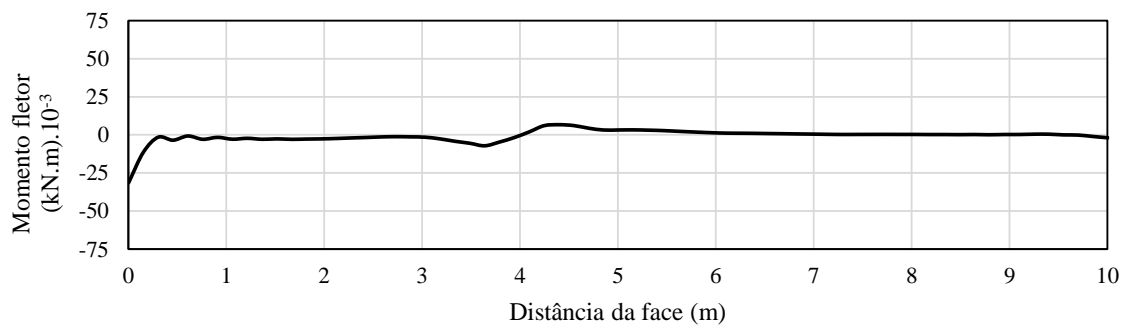


Figura 59 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 5ª linha.

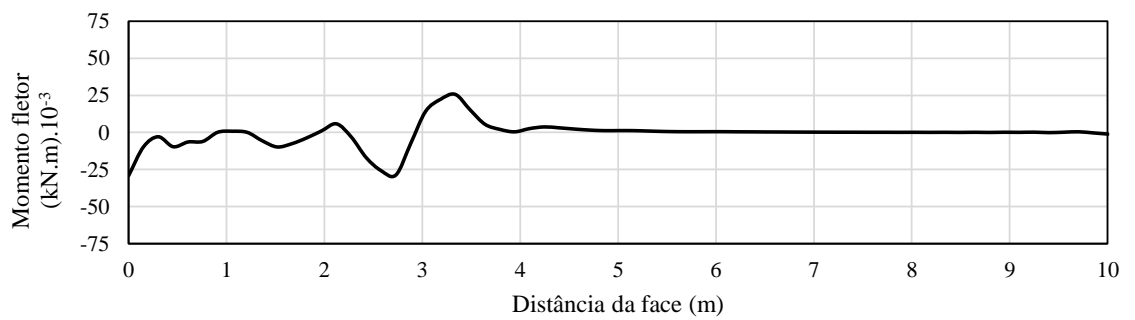


Figura 60 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 6ª linha.

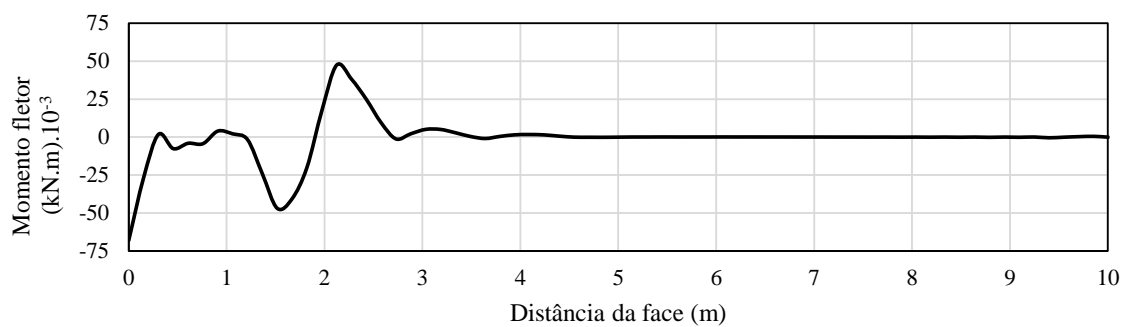


Figura 61 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuantes no grampo da 7ª linha.

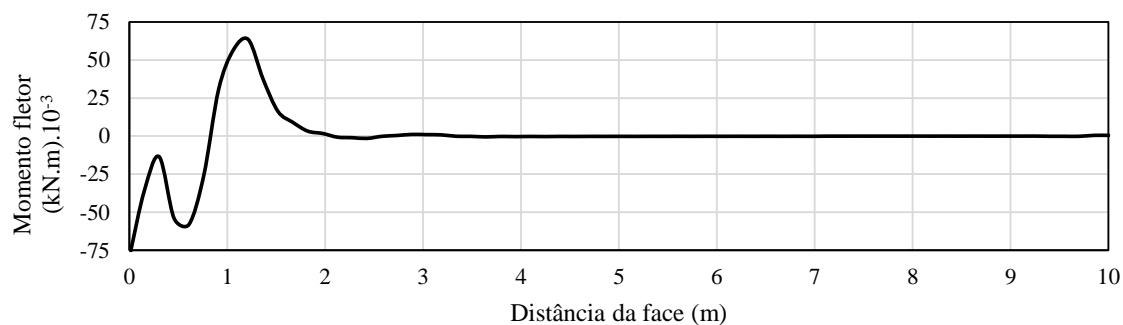


Figura 62 – Diagrama dos esforços de momento fletor atuante no grampo da 8ª linha.

Os maiores valores dos momentos fletores atuantes nos grampos, após todas as etapas de escavação, ocorreram próximo ao fundo da escavação. A magnitude desse esforço está diretamente relacionada às deformações do maciço, isto é, quanto maiores os deslocamentos da massa de solo da região ativa em relação à passiva, maiores serão os momentos fletores.

Os momentos fletores calculados foram de até 75×10^{-3} kN.m, magnitude significativamente inferior aos esforços de tração obtidos para essa mesma etapa (64,84 kN), indicando que na estabilização do maciço, os esforços de momentos fletores são pouco significativos na estabilização, se comparados aos esforços de tração. Esse resultado era esperado, corroborando a hipótese de diversos métodos de cálculo analíticos, que, inclusive, desconsideram nos cálculos o momento fletor atuantes nos grampos. Observa-se, também, a ocorrência de momentos fletores na face do solo grampeado. Isso porque no modelo foi considerado o engastamento do grampo na face do maciço reforçado, contudo não está no escopo deste trabalho avaliar os esforços no paramento. Na Tabela 10, está apresentado o resumo dos esforços de momento fletor atuantes nos grampos.

Tabela 10 – Esforços de flexão atuantes nos grampos.

Posição	Momento fletor na face (kN.m.10 ⁻³)	Momento fletor máximo no grampo (kN.m.10 ⁻³)
1ª linha	5	0
2ª linha	25	0
3ª linha	25	0
4ª linha	26	0
5ª linha	26	5
6ª linha	26	26
7ª linha	75	50
8ª linha	75	62

4.3.3 Cortante nos grampos

Na Figura 63 a Figura 70 estão os gráficos dos esforços cortantes atuantes nos grampos após todas etapas de escavação.

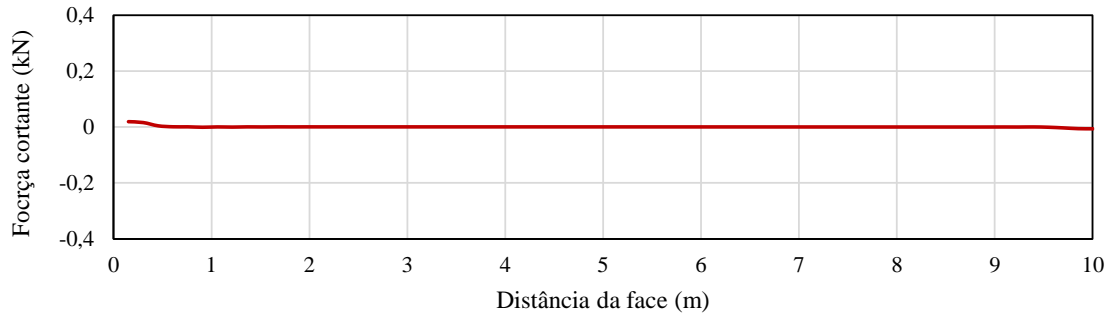


Figura 63 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 1ª linha.

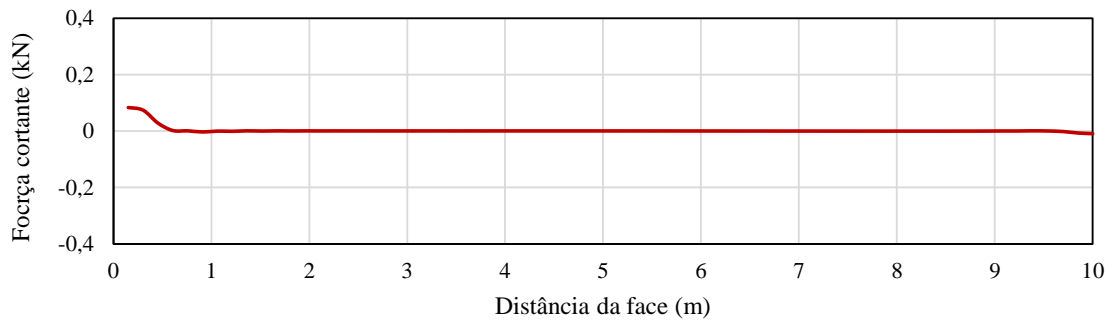


Figura 64 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 2ª linha.

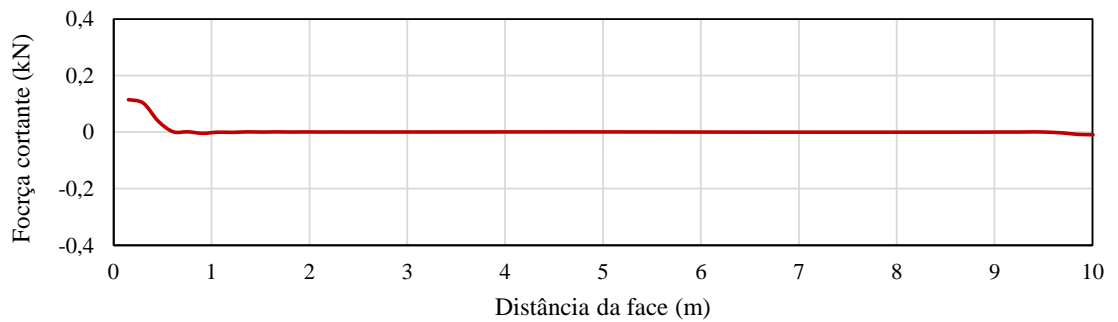


Figura 65 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 3ª linha.

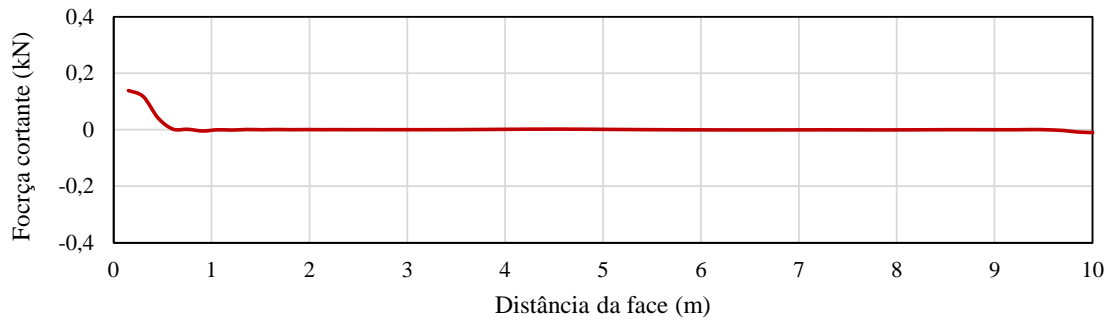


Figura 66 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 4ª linha.

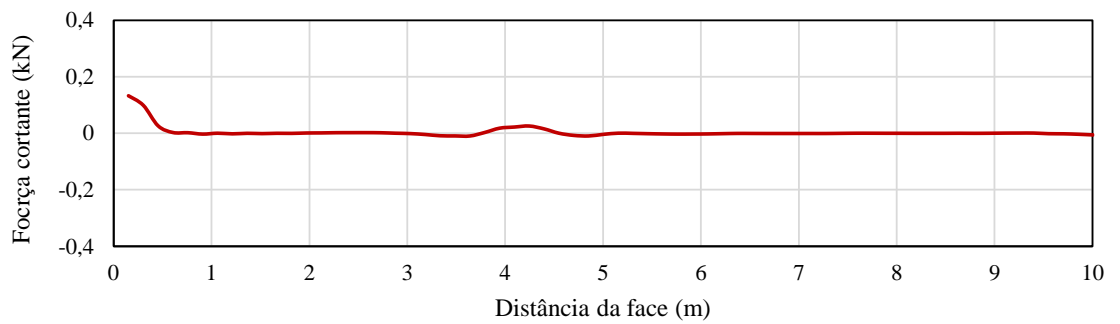


Figura 67 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 5ª linha.

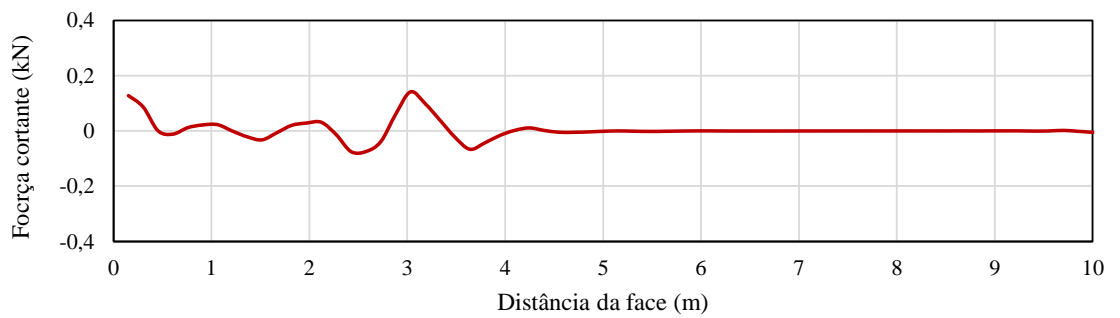


Figura 68 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 6ª linha.

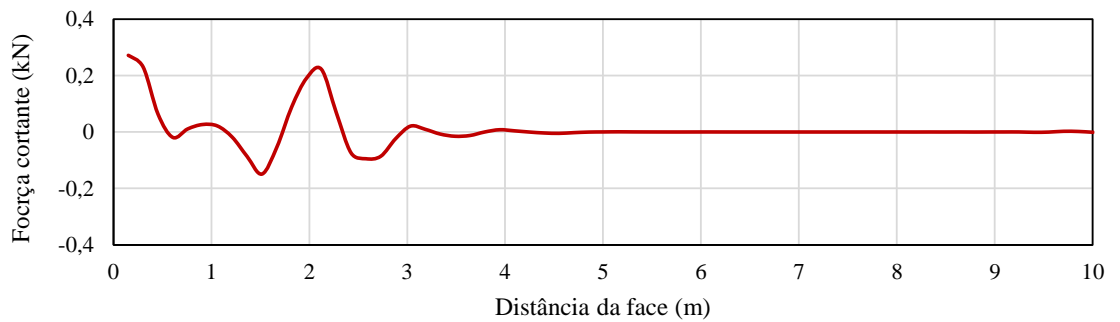


Figura 69 – Diagrama dos esforços cortantes atuantes no grampo da 7ª linha.

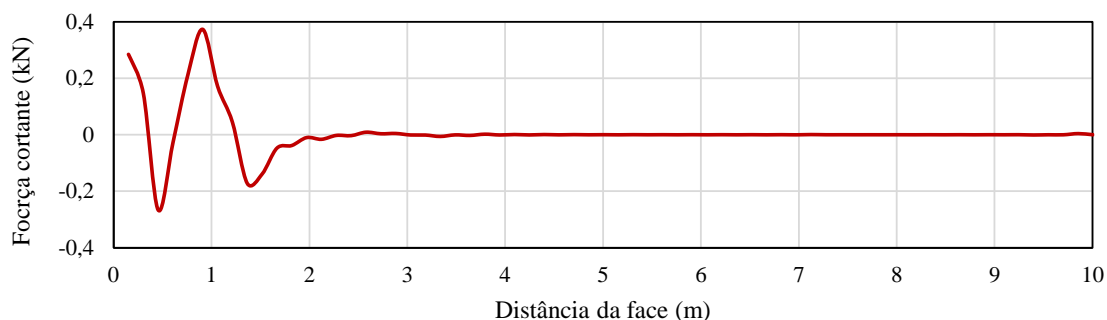


Figura 70 – Diagrama dos esforços cortantes atuante no grampo da 8ª linha.

Os maiores valores dos esforços de cisalhamento atuantes nos grampos, após todas as etapas de escavação, ocorreram próximo ao fundo da escavação. Assim como os momentos fletores, a magnitude desse esforço está diretamente relacionado às deformações do maciço, isto é, quanto maior os deslocamentos da massa de solo da região ativa em relação à passiva.

Os esforços de cisalhamento calculados foram de baixa magnitude (até 0,39 kN), se comparados aos esforços de tração obtidos para essa mesma etapa (64,84 kN), indicando que na estabilização do maciço, os esforços de cisalhamento são pouco significativos na estabilização, se comparado aos esforços de tração. Esse resultado corrobora a hipótese de diversos métodos de cálculos analíticos, que, inclusive, desconsideram os cálculos dos esforços de cisalhamento nos grampos. Observa-se, também, que devido ao engastamento do grampo na face do maciço reforçado, surgem esforços cisalhantes relativamente elevados próximos à face do solo grampeado.

A seguir, na Tabela 11, está o resumo dos esforços de cisalhamento máximo atuantes nos grampos.

Tabela 11 – Esforços de cisalhamento máximo atuantes nos grampos

Posição	Força cortante junto à face (kN)	Força cortante ao longo do grampo (kN)
1ª linha	0,03	0,00
2ª linha	0,08	0,00
3ª linha	0,13	0,00
4ª linha	0,16	0,00
5ª linha	0,16	0,02
6ª linha	0,16	0,17
7ª linha	0,26	0,23
8ª linha	0,25	0,39

4.3.4 Superfície de ruptura obtida

A superfície de ruptura determinada pela análise numérica foi obtida após a redução dos parâmetros de resistência para obtenção do fator de segurança. Na Figura 71 está apresentada a superfície de ruptura obtida pela modelagem numérica.

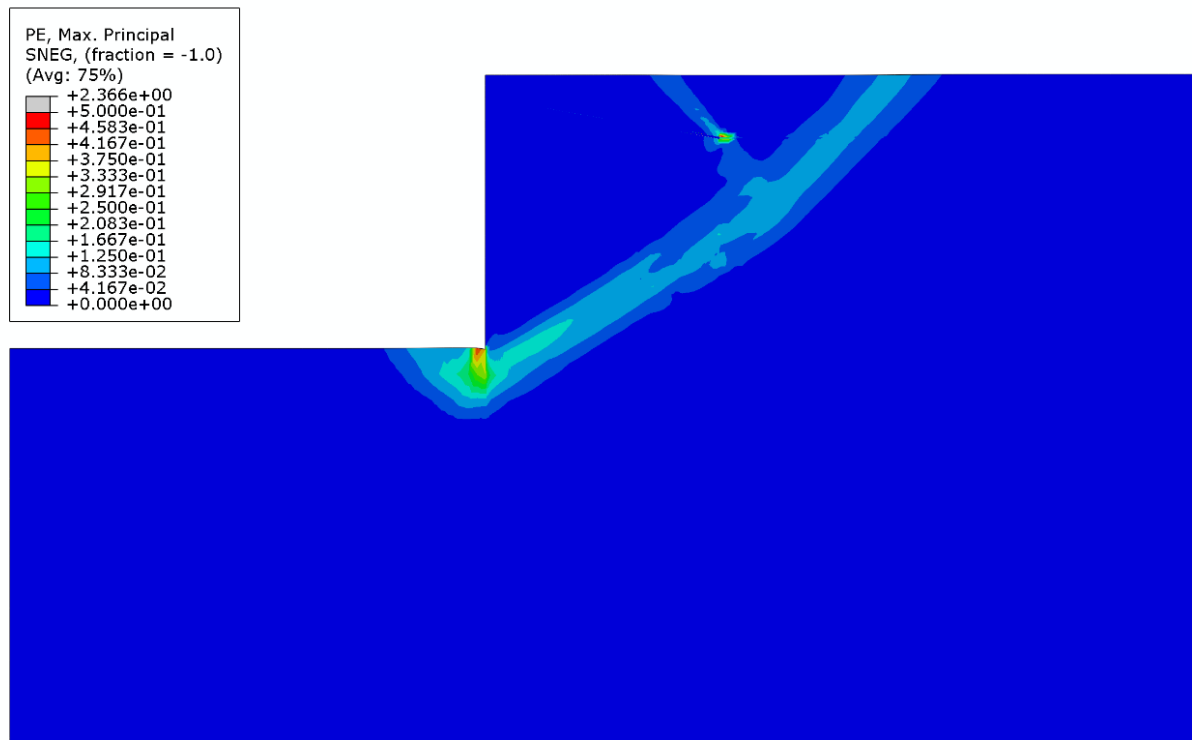


Figura 71-Superfície de ruptura obtida pela modelagem numérica.

O fator de segurança obtido pela modelagem numérica foi de 1,80. A superfície de ruptura apresentada na Figura 71 atingiu a superfície à montante da escavação a 17 m de distância da crista do solo grampeado (inclinação média de 34°) e passando ligeiramente por baixo do paramento. Isto porque o solo, neste trecho, oferece menos resistência do que a face do solo grampeado. Clouterre (1991) menciona a possibilidade de ocorrência deste fenômeno e recomenda que seja executado o embutimento do paramento no subsolo, mesmo para o caso em que a fundação for rochosa, conforme apresentado na Figura 72.

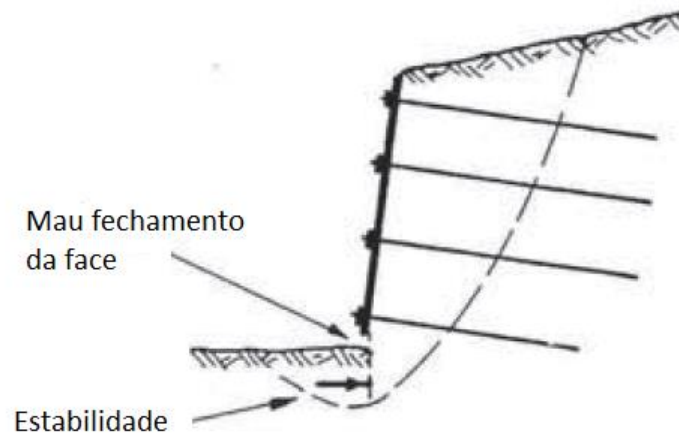


Figura 72– Exemplo de superfície de ruptura passando por baixo do paramento do solo grampeado.
(adaptado de Clouterre, 1991)

4.4 Análise de estabilidade pelos métodos de cálculo analíticos

A segurança de um maciço grampeado pode ser determinada por fator de segurança global ou pelos fatores de segurança parciais. O fator de segurança global consiste na razão entre os esforços resistentes e os esforços solicitantes. Os fatores de segurança parciais consistem em coeficientes de ponderação que são aplicados de forma independente em termos que compõem a resistência e a solicitação, respectivamente os minorando e majorando.

Cada metodologia de dimensionamento de solo grampeado tem suas próprias recomendações para a obtenção do fator de segurança. Como o objetivo deste trabalho foi comparar as diferentes metodologias, foi utilizado o mesmo critério em todos os métodos, um único fator de segurança global, inclusive na análise numérica.

Nos itens a seguir serão apresentadas as análises do solo grampeado da escavação do novo Hospital da Beneficência Portuguesa empregando os métodos de cálculo analíticos. Nesta etapa o objetivo não é dimensionar o solo grampeado, uma vez que a obra foi executada e suas características e geometrias são conhecidas, e sim verificar as hipóteses adotadas em cada metodologia.

Neste trabalho, serão avaliados, comparando com a modelagem numérica, os seguintes métodos:

- Método do Empuxo I – empuxo setorizado (STEWART et al., 1977);
- Método do Empuxo II – empuxo total;
- Método do Empuxo III – FHWA (BRIAUD AND LIM, 1997);
- Método de Coulomb (SILVA E VIDAL, 1999);
- Método Alemão (STOCKER et al., 1979);
- Método de Davis (SHEN et al., 1980);
- Método Francês ou Multicritério (SCHLOSSER, 1983);
- Programa comercial.

Das metodologias apresentadas, o multicritério, programa comercial, empuxo I, II e III permitem a utilização de mais de uma camada de solo. As demais serão calculadas empregando-se uma única camada de solo com peso específico e parâmetros de resistência equivalentes às duas camadas setorizadas no perfil geológico-geotécnico e empregadas na modelagem.

As propriedades equivalentes da camada única foram determinadas pelas médias dos parâmetros ponderados pelas espessuras das camadas. Na Tabela 12 estão apresentadas as espessuras e parâmetros geomecânicos das camadas de solo.

Tabela 12- Características das camadas e parâmetros geomecânicos

Tipo de Solo	Espessura da camada (m)	Peso Específico γ (kN/m ³)	Coesão Efetiva c' (kPa)	Ângulo de Atrito ϕ' (°)
Argila porosa vermelha	7,0	15	20	23
Argila rija vermelha	4,5	17	25	23

Desta forma, nos métodos em que não forem possíveis utilizar as duas camadas, será empregada apenas uma camada com os parâmetros apresentados na Tabela 13.

Tabela 13- Parâmetros geomecânicos da camada de solo equivalente.

Tipo de solo	Peso Específico γ (kN/m ³)	Coesão Efetiva c' (kPa)	Ângulo de Atrito ϕ' (°)
Argila	16	22	23

Em todas as metodologias de cálculo foi utilizada a mesma resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo, 128 kN/m^2 , equivalente à força de arrancamento de 30 kN/m .

4.4.1 Método do Empuxo I (Empuxo setorizado)

Para realizar o cálculo da estabilização pelo Método do Empuxo I, determinou-se, primeiramente, o diagrama de empuxo ativo determinado pelo método de Rankine, apresentado na Figura 73. A parte negativa do empuxo ativo (devido à coesão) foi desconsiderada, sendo traçado o diagrama a partir da profundidade equivalente ao equilíbrio entre a coesão e o empuxo.

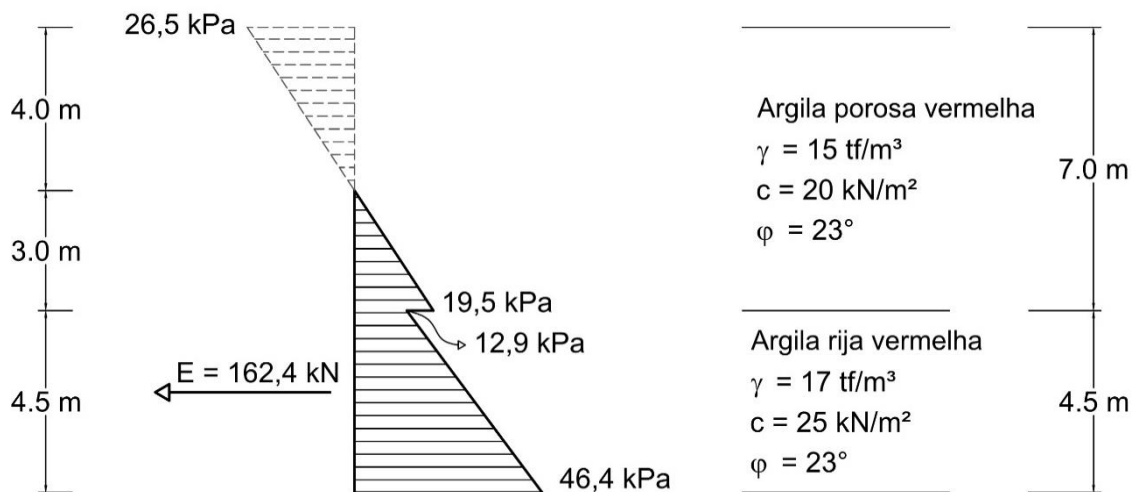


Figura 73– Diagrama de empuxo ativo determinado pelo método de Rankine.

Nesta metodologia foi considerado que cada grampo deve resistir ao empuxo ativo atuante na sua área de influência, definida como o produto do espaçamento horizontal dos grampos pelo espaçamento vertical entre eles. Essas medidas foram obtidas na posição da superfície de ruptura. O fator de segurança foi determinado pela razão entre a força resistente (menor valor entre a resistência ao arrancamento e a resistência estrutural do grampo) e a solicitante (empuxo atuante em cada linha de grampo).

A seguir, na Figura 74, está apresentada a seção do maciço reforçado com a indicação da superfície de ruptura e diagrama de empuxo ativo determinado pelo Método de Rankine, isto é, igual a $45 + \phi'/2$ ($56,5^\circ$) com a horizontal. Está indicado, ainda, a parcela de empuxo ativo que atua em cada linha de grampos.

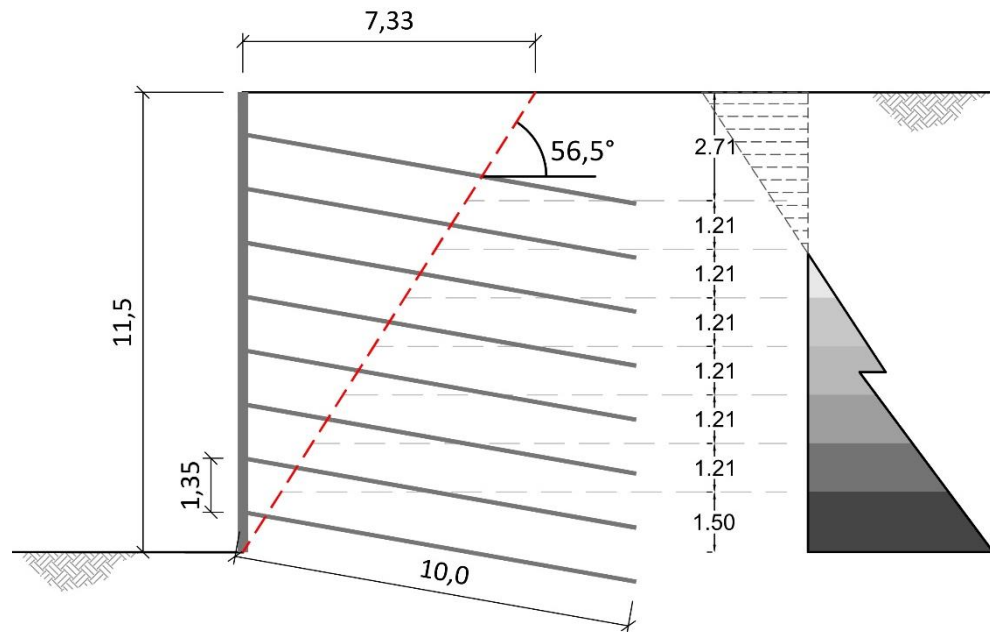


Figura 74– Superfície de ruptura e diagrama de empuxo ativo setorizado, determinado pelo Método de Rankine.

Na Tabela 14 está apresentado um resumo dos esforços resistentes e atuantes no diferentes níveis de grampos do solo grampeado, determinados por esse método. A resistência à tração do grampo (resistência estrutural) foi determinada pelo produto da área de aço do grampo, $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$, pela tensão de escoamento do aço, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, resultando em 157,1 kN.

Tabela 14 – Resumo dos esforços resistentes e atuantes determinados pelo método do empuxo I.

Posição do grampo	Comprimento ancorado (m)	Resistência ao arrancamento (kN)	Resistência considerada *	Empuxo ativo por metro de seção (kN/m)	Empuxo ativo setorizado nos grampos (kN)	Fs
1ª Linha	3,70	111,0	111,0	-	-	-
2ª Linha	4,52	135,6	135,6	-	-	-
3ª Linha	5,34	160,2	157,1	4,1	5,3	29,64
4ª Linha	6,15	184,5	157,1	13,7	17,8	8,83
5ª Linha	6,96	208,8	157,1	19,7	25,6	6,14
6ª Linha	7,77	233,1	157,1	26,3	34,2	4,59
7ª Linha	8,58	257,4	157,1	37,2	48,4	3,25
8ª Linha	9,40	282,0	157,1	61,4	79,8	1,97

* menor valor entre a resistência ao arrancamento e a resistência estrutural do grampo (157,1 kN).

O fator de segurança considerado pelo emprego deste Método foi $F_s = 1,97$, correspondente ao menor F_s obtido nos cálculos, como pode ser visto na Tabela 14.

4.4.2 Método do Empuxo II (Empuxo Total)

No cálculo deste método foi utilizado o mesmo diagrama de empuxo ativo apresentado no item 4.4.1. O empuxo ativo resultante foi de 162,4 kN/m, conforme Figura 73. Considerando que o espaçamento horizontal dos grampos é de 1,3 m, o empuxo total atuante em cada coluna de grampos é igual a 211,1 kN.

Na Figura 75 está apresentada a seção do maciço reforçado coma indicação da superfície de ruptura determinada pelo Método de Rankine. Tal qual no método anterior, a superfície de ruptura passa pelo pé da estabilização com inclinação em relação à horizontal de $56,5^\circ$ e encontra a superfície do terreno, à montante da escavação, a uma distância de 7,33 m da face da estabilização.

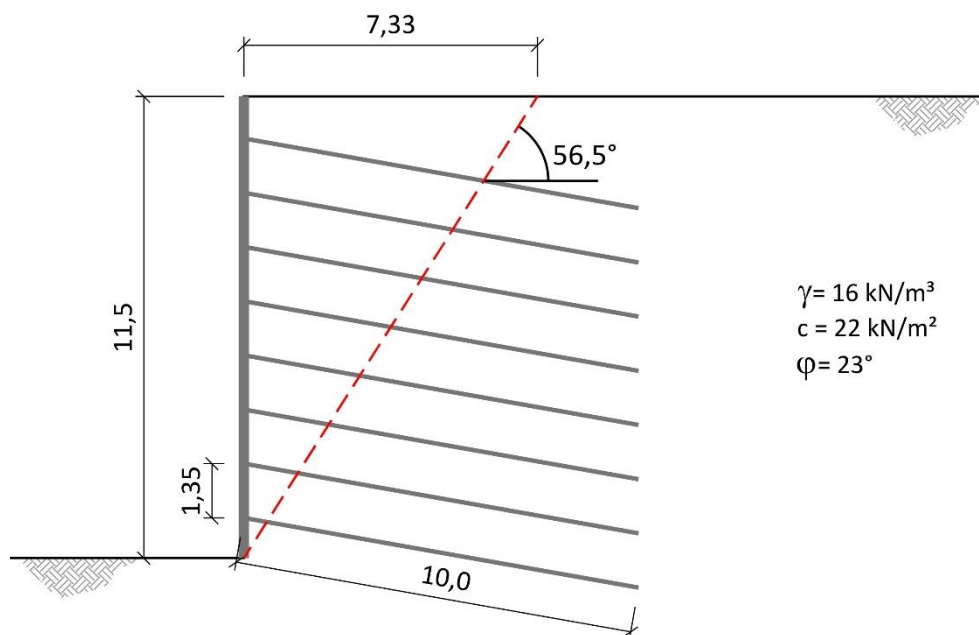


Figura 75– Superfície de ruptura do Método de Rankine utilizada no dimensionamento pelos métodos do empuxo I, II e III.

O fator de segurança global foi obtido pela razão entre a somatória da resistência dos grampos e o empuxo ativo total, a resistência de cada grampo foi determinada como sendo o menor valor entre a resistência ao arrancamento do grampo e sua resistência à tração. A superfície de ruptura considerada nos cálculos foi a mesma definida pelo empuxo ativo do Método de Rankine.

A seguir, na Tabela 15, estão os esforços resistentes dos grampos.

Tabela 15 - Resistências dos grampos utilizadas no dimensionamento pelo método do empuxo II.

Posição do grampo	Comprimento ancorado (m)	Resistência ao arrancamento (kN)	Resistência do grampo (kN)	Resistência considerada* (kN)
1ª Linha	3,70	111,0	157,1	111,0
2ª Linha	4,52	135,6	157,1	135,6
3ª Linha	5,34	160,2	157,1	157,1
4ª Linha	6,15	184,5	157,1	157,1
5ª Linha	6,96	208,8	157,1	157,1
6ª Linha	7,77	233,1	157,1	157,1
7ª Linha	8,58	257,4	157,1	157,1
8ª Linha	9,40	282,0	157,1	157,1
			Soma	1189,2

* menor valor entre a resistência ao arrancamento e a resistência estrutural do grampo (157,1 kN).

A somatória das resistências dos grampos foi de 1189,2 kN e o empuxo ativo atuante obtido em uma coluna de grampo foi calculado como 211,1 kN. Desse modo, o fator de segurança global obtido pelo emprego do método do empuxo II é $F_s = 5,63$.

4.4.3 Método do Empuxo III (FHWA)

Nesse método foram empregados os esforços de tração máxima solicitantes nos grampos conforme sugestão de Briaud and Lim (1997) e apresentado no FHWA (2015), a saber: $T_{max} = 0.65 K_a \gamma_s H S_v S_H$ nos dois terços superiores e metade deste valor no terço inferior. A superfície de ruptura considerada nos cálculos foi a mesma definida pelo empuxo ativo do Método de Rankine.

Na Tabela 16 está o resumo dos esforços resistentes e atuantes no solo grampeado determinados pelo método do empuxo III, e as mesmas premissas dos esforços resistentes supracitadas foram mantidas aqui.

Tabela 16 – Resumo dos esforços resistentes e atuantes no solo grampeado.

Posição do grampo	Comprimento ancorado (m)	Resistência ao arrancamento (kN)	Resistência considerada*(kN)	Tração máxima atuante no grampo (kN)
1ª Linha	3,70	111,0	111,0	92,0
2ª Linha	4,52	135,6	135,6	92,0
3ª Linha	5,34	160,2	157,1	92,0
4ª Linha	6,15	184,5	157,1	92,0
5ª Linha	6,96	208,8	157,1	92,0
6ª Linha	7,77	233,1	157,1	46,0
7ª Linha	8,58	257,4	157,1	46,0
8ª Linha	9,40	282,0	157,1	46,0
Total			1189,2	597,7

*menor valor entre a resistência ao arrancamento e a resistência à tração do grampo (157,1 kN).

A somatória das resistências dos grampos é igual a 1189,2 kN (mesmo valor dos métodos anteriores) e o empuxo ativo atuante em uma coluna de grampo foi de 597,7 kN. O fator de segurança global obtido pelo emprego do método do empuxo III foi $F_s = 1,99$.

4.4.4 Método de Coulomb

O processamento do Método de Coulomb (superfície de ruptura plana) foi executado com emprego de planilha eletrônica. A rotina de cálculo consistiu em variar o ângulo da superfície de ruptura e, por meio do equilíbrio das forças tangenciais, determinar o fator de segurança mínimo. Nessa análise foi considerado fator de segurança global determinado pela razão entre as forças solicitantes e as resistentes. A formulação e a planilha empregadas nas análises estão apresentadas no Anexo A.

A seguir, na Figura 76, está apresentada na seção do maciço reforçado com a indicação da superfície de ruptura crítica, definida como sendo a de menor F_s dentre as superfícies potenciais de ruptura.

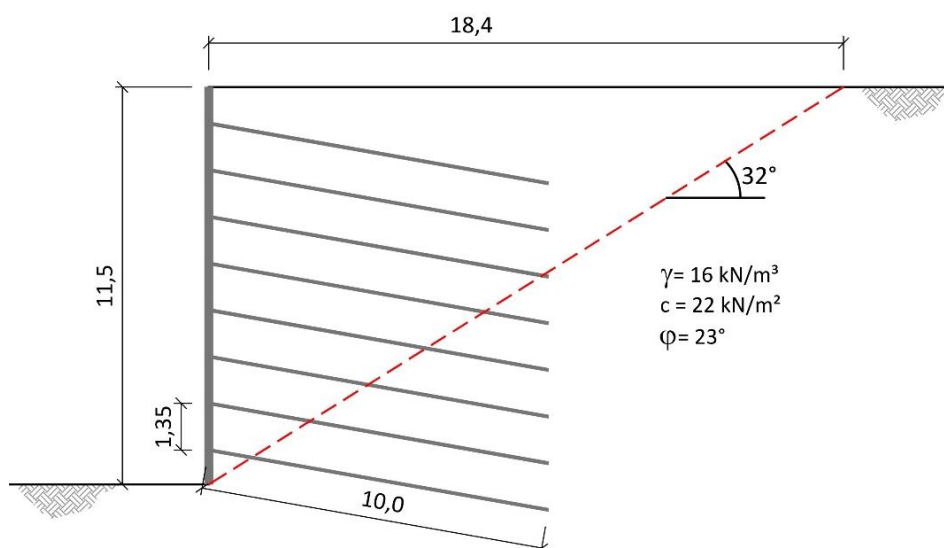


Figura 76– Superfície de ruptura obtida pelo Método de Coulomb (medidas em m).

O fator de segurança global obtido pelo emprego do Método de Coulomb foi $F_s = 2,31$. A superfície de ruptura de menor F_s apresentou inclinação em relação à horizontal de 32° , atingindo a superfície do terreno, à montante da escavação, a uma distância de 15,3 m da face da estabilização.

4.4.5 Método Alemão

O processamento do Método Alemão (superfície de ruptura bilinear) foi executado com emprego de planilha eletrônica. A rotina de cálculo consistiu em variar o ângulo da superfície de ruptura (Θ_1) que passa pelo pé da estabilização e, por meio do equilíbrio das forças tangenciais, determinar o fator de segurança mínimo. O ângulo da superfície de ruptura (Θ_2) que parte após a região estabilizada foi mantido constante e igual a $45+\varphi'/2$ ($56,5^\circ$).

Assim como no Método de Coulomb, foi utilizado fator de segurança global, determinado pela razão entre as forças solicitantes e as resistentes. A formulação e a planilha utilizadas nas análises estão apresentadas no anexo B.

Na Figura 77 está a seção do maciço reforçado com a indicação da superfície de ruptura crítica, definida como sendo a de menor F_s dentre as superfícies potenciais de ruptura.

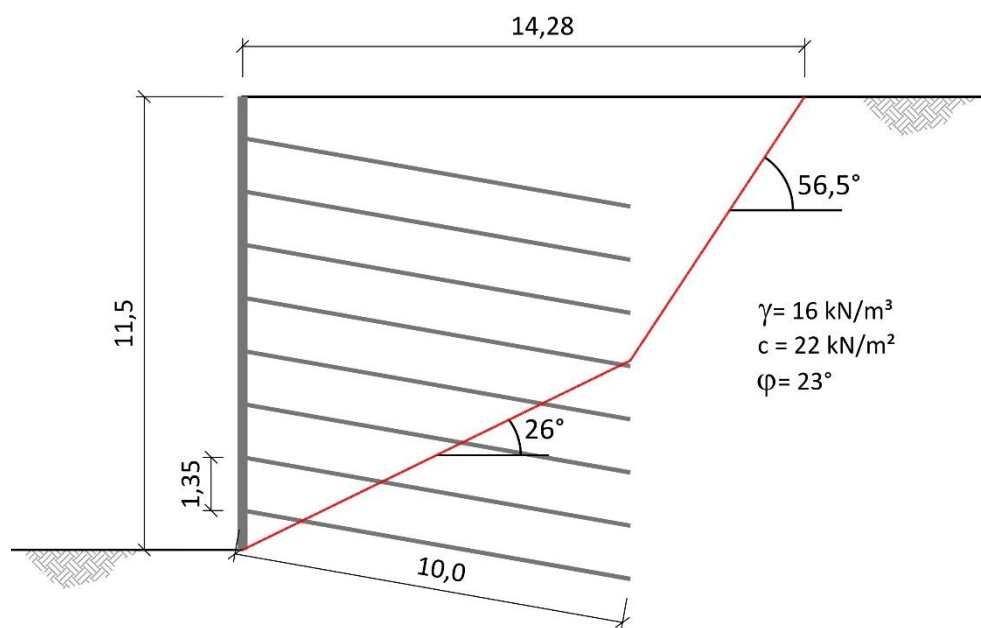


Figura 77– Superfície de ruptura obtida pelo Método Alemão (medidas em m).

O fator de segurança global obtido pelo emprego do Método Alemão foi $F_s = 2,27$. A superfície de ruptura passando pelo pé da estabilização de menor F_s apresentou inclinação em relação à horizontal de 26° . O ângulo da superfície de ruptura (Θ_2) que parte após a região estabilizada foi de $56,5^\circ$ em relação à horizontal. A superfície de ruptura atinge a superfície do terreno à montante da escavação a uma distância de 14,28 m da face da estabilização.

4.4.6 Método de Davis

O processamento do Método de Davis (superfície de ruptura parabólica) foi executado com emprego de planilha eletrônica. A rotina de cálculo consistiu em variar o parâmetro “a” e, novamente por meio do equilíbrio das forças tangenciais, determinar o fator de segurança mínimo.

Nesse método foi utilizado o fator de segurança global, determinado pela razão entre as forças solicitantes e as resistentes. A formulação e a planilha utilizadas nas análises estão apresentadas no anexo C.

Na Figura 77 está a seção do maciço reforçado com a indicação da superfície de ruptura crítica, definida como sendo a de menor F_s dentre as superfícies potenciais de ruptura.

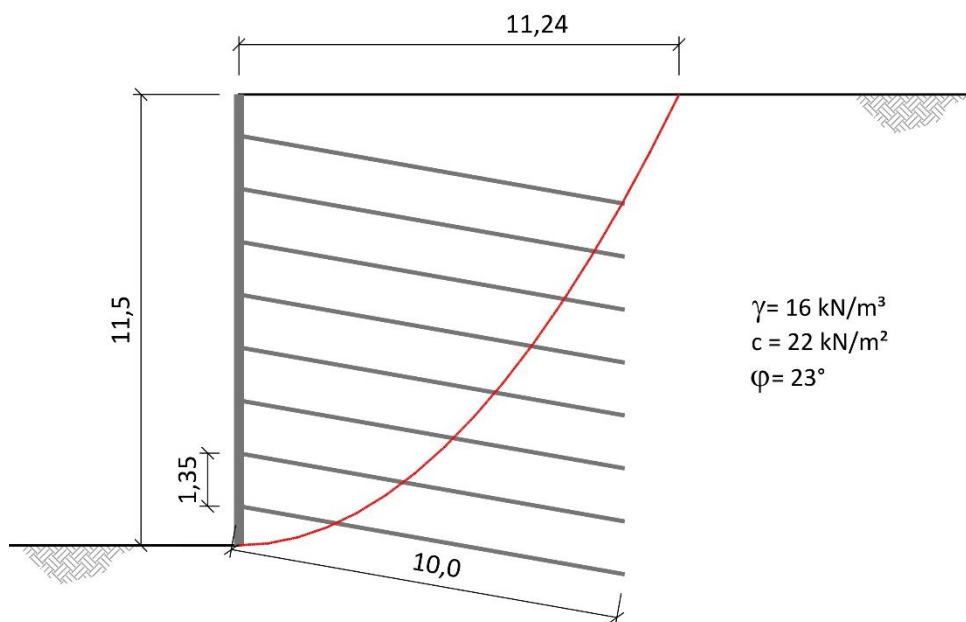


Figura 78– Superfície de ruptura obtida pelo Método de Davis (medidas em m).

O fator de segurança global obtido pelo emprego do Método de Davis foi $F_s = 1,61$. A superfície de ruptura atinge a superfície do terreno à montante da escavação a uma distância de 11,24 m da face da estabilização.

4.4.7 Multicritério

Previamente à análise de estabilidade do maciço grampeado, foram calculados os esforços resistentes de tração e cisalhamento dos grampos por meio dos quatro critérios definidos pelo método (multicritério). Os cálculos destes critérios são apresentados a seguir:

Critério 1 – Arrancamento do grampo

$$T_n \leq q_s \cdot \pi \cdot D \cdot L \quad (7)$$

Onde:

T_n = Resistência à tração considerada no grampo

q_s = Resistência na interface solo-grampo

D = Diâmetro do furo

L = Comprimento ancorado

Este critério é intrínseco aos métodos de dimensionamento, sendo calculado na ocasião da análise de estabilidade, uma vez que depende do comprimento ancorado do grampo.

Critério 2 – Plastificação lateral do solo.

$$T_c \leq T_{c2,max} = \frac{D \cdot L_o \cdot P_u}{2} \quad (8)$$

Onde:

T_c = Resistência ao cisalhamento considerada no grampo;

$T_{c2,max}$ = Limite da resistência ao cisalhamento no grampo devido ao Critério 2;

L_o = Comprimento de transferência de carga;

P_u = Capacidade de suporte do solo.

Onde:

$$L_o = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k_s \cdot D}} = 0,54 \text{ m} \quad (9)$$

Na determinação de L_o foi considerado o módulo de elasticidade do grampo (E) de 20 GPa e o coeficiente de reação do solo (K_s) de 20.000 kN/m³, conforme recomendações da NC-03 (1982) para material de mesma gênese.

A capacidade de carga do solo (P_u) foi calculada pela formulação proposta por Terzaghi (1948), conforme apresentado a seguir.

$$P_u = c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot h \cdot N_q \quad (10)$$

Onde:

B = largura do grampo;

h = profundidade do grampo no maciço;

N_c , N_γ , e N_q = fatores de capacidade de carga.

Nos cálculos da capacidade de carga do solo, considerou-se uma única camada de solo com parâmetros geomecânicos equivalentes aos das duas camadas, conforme item 4.4. No cálculo foi considerado h como sendo igual à meia altura da escavação, isto é, 5,75 m. Os fatores de capacidade de suporte obtidos, para um ângulo de atrito igual a 23° e usando a referência de Vésic (1975) e Meyerhof (1955), foram $N_c = 18$, $N_\gamma = 8,2$ e $N_q = 8,7$.

Sendo assim, $P_u = 1.200$ kN/m².

Com isso:

$$T_c \leq T_{c2,max} = 24,6 \text{ kN} \quad (11)$$

Critério 3 – Ruptura dos grampos por tração e cisalhamento combinados.

A equação a seguir define o critério de Tresca, resultando em uma elipse no plano T_n vs T_c .

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad (12)$$

A resistência do grampo à tração pura (R_n) foi determinada como 157,1 kN, conforme já informada anteriormente. A resistência do grampo ao cisalhamento puro (R_c) foi determinada como sendo a metade do valor de R_n , conforme sugestão de Clouterre (1991), podendo ser obtida, também, pelo círculo de Mohr, resultando em 78,55 kN.

Critério 4 – Plastificação do grampo por momento fletor.

$$T_c \leq T_{c4,max} = 1,62 \cdot \frac{M_P}{L_0} \cdot \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] + 0,24 \cdot D \cdot L_0 \cdot P_u \quad (13)$$

O momento resistente máximo (M_p) foi determinado como 0,49 kN.m com o auxílio do programa computacional Oblíqua, desenvolvido no Centro de Estudo de Engenharia Civil (CESEC) da Universidade Federal do Paraná (UFPR).

Na Figura 79 está apresentado o diagrama de interação gerado pelo programa Oblíqua com os dados de entrada.

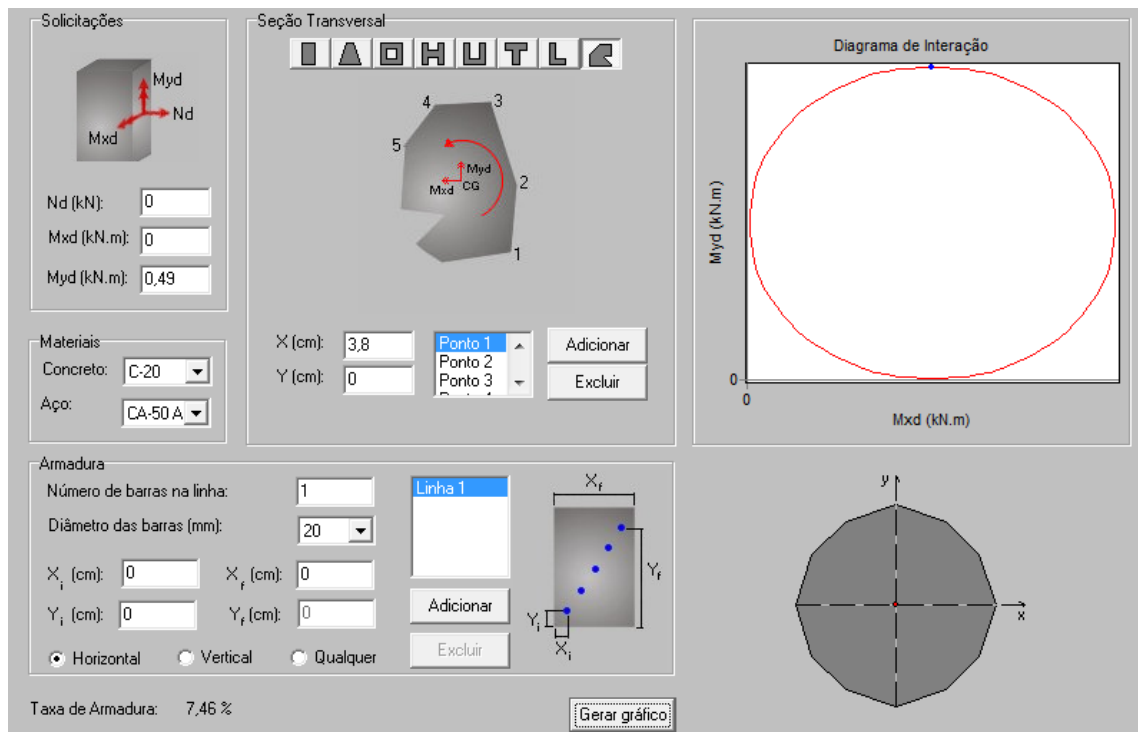


Figura 79 – Diagrama de interação gerado pelo Programa Oblíqua.

A partir dos resultados obtidos foi possível traçar a envoltória de resistência do grampo no plano T_n vs T_c referente ao quarto critério, conforme apresentada na Figura 80.

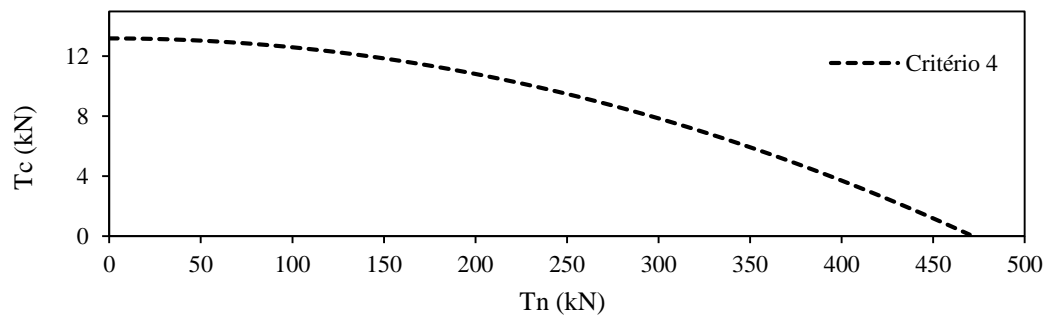


Figura 80 - Envoltória de resistência do grampo no plano T_n vs T_c referente ao quarto critério.

Combinação dos quatro critérios

As envoltórias de resistência dos grampos determinadas pelos critérios 2, 3 e 4 foram plotadas no mesmo gráfico e encontram-se apresentadas na Figura 81.

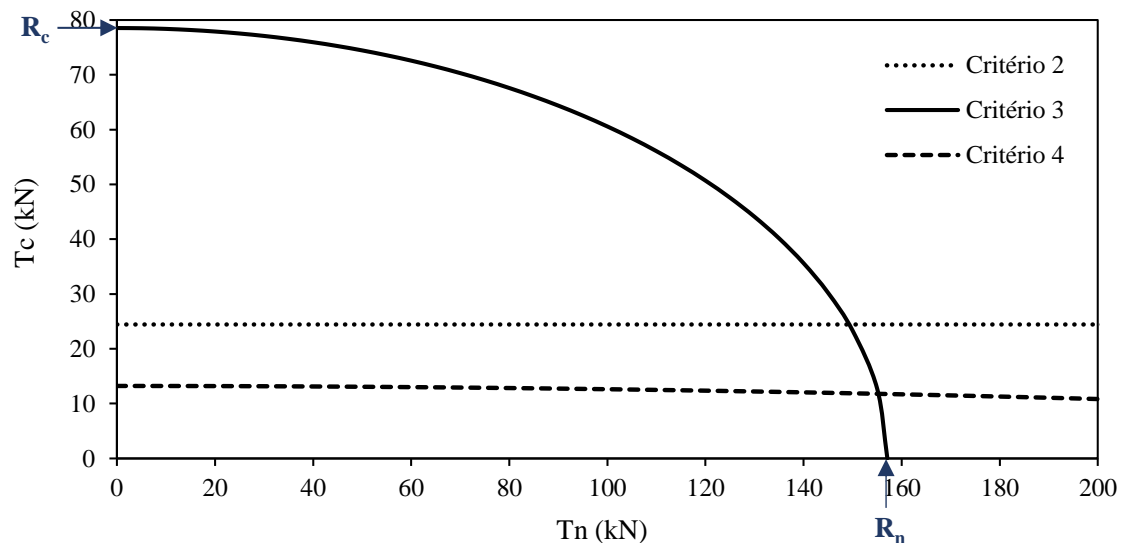


Figura 81 – Combinação das envoltórias de resistência determinadas pelos critérios 2, 3 e 4.

O critério 1 não foi apresentado na Figura 81 por ser dependente do comprimento ancorado do grampo. Observa-se que, neste caso, a força de cisalhamento máxima que poderá ser solicitada no grampo é determinada pelo critério 4, com valores entre 11,75 e 13,18kN, devido à plastificação no grampo por momento. Na Figura 82 estão apresentadas, como exemplo, as resistências de tração e cisalhamento determinados pelo princípio do máximo trabalho para a última linha de grampos.

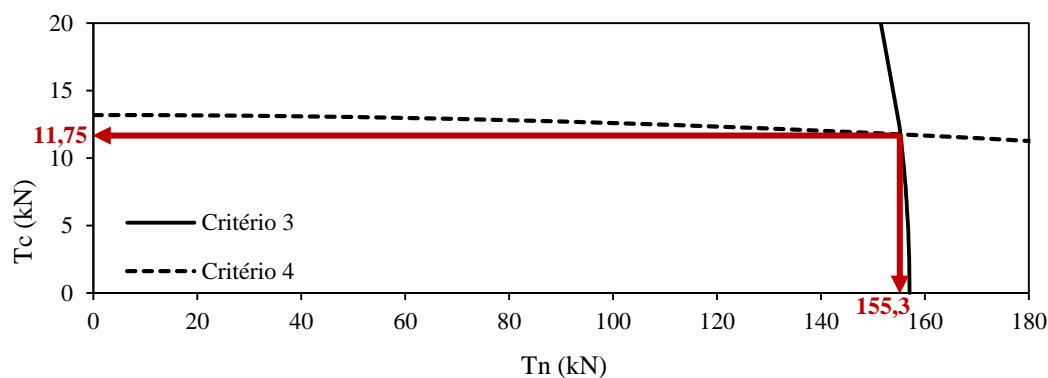


Figura 82 – Combinação das envoltórias de resistência determinadas pelos critérios 2, 3 e 4.

Ao se aplicar o princípio do máximo trabalho para cada linha de grampo obtém-se resistência à tração de até 155,3 kN e a resistência ao cisalhamento entre 11,8e 13,1 kN, conforme apresentado na Tabela 17. Para simplificar os cálculos e evitar processos iterativos adotou-se como resistência ao cisalhamento o valor médio, 12,5 kN. Observa-se que a resistência à tração do grampo determinada pelos critérios 2, 3 e 4 foi praticamente a mesma resistência do grampo sem a consideração destes critérios (155,3 kN), isso é devido à baixa magnitude do cisalhamento em função da capacidade de carga (plastificação) do solo. Assim, pelo critério de Tresca, verifica-se que a tensão gerada pelo cisalhamento tem pouca influência na resistência do grampo.

Tabela 17 – Esforços atuantes nos grampos determinados pelo princípio do máximo trabalho.

Posição do grampo	Bishop Simplificado		Morgenstern & Price	
	Tração (kN)	Cisalhamento (kN)	Tração (kN)	Cisalhamento (kN)
1ª Linha	0	0	0	0
2ª Linha	0	0	0	0
3ª Linha	0	0	0	0
4ª Linha	0	0	0	0
5ª Linha	43,8	13,1	24,7	13,1
6ª Linha	94,8	12,6	83,3	12,8
7ª Linha	155,3	11,8	149,1	11,9
8ª Linha	155,3	11,8	155,3	11,8

As análises de estabilidade foram efetuadas por meio do programa Slide[®] 6.02 da Rocscience. Os cálculos foram executados por dois métodos consagrados, o de Bishop Simplificado e o de Morgenstern & Price. Na primeira linha de grampos, contada de cima para baixo, foi utilizado o espaçamento horizontal de 0,65 m, e nas demais 1,30 m, conforme projeto

de estabilização da “Cortina” 2. As análises de estabilidade encontram-se apresentadas na Figura 83 e Figura 84.

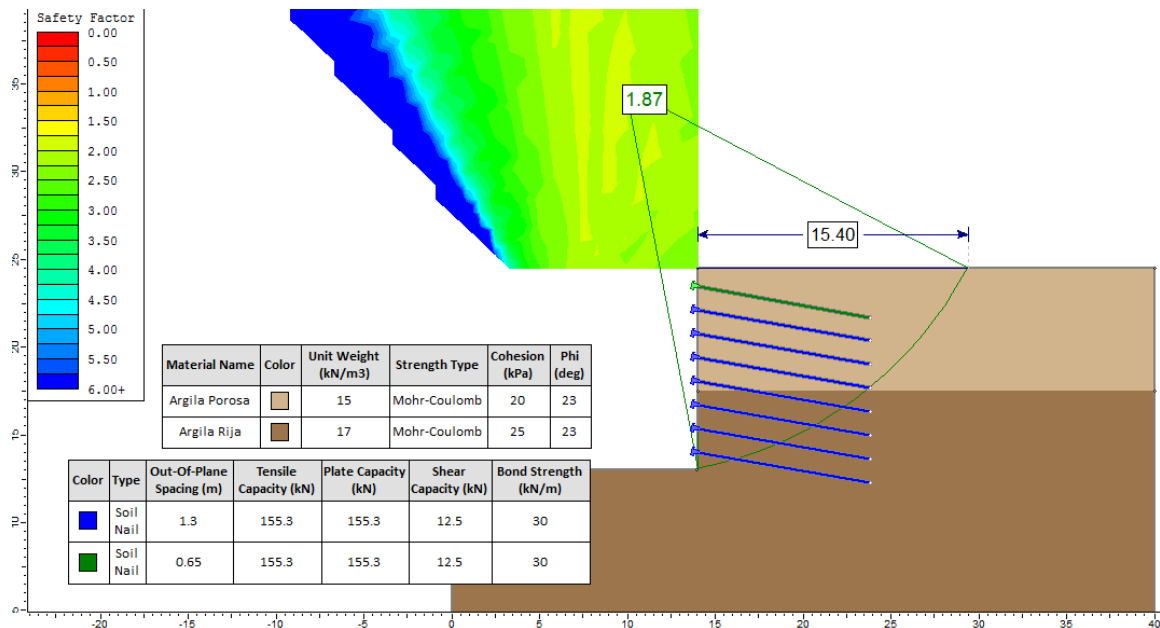


Figura 83 – Análise de estabilidade: Bishop Simplificado.

O fator de segurança global obtido pelo emprego das resistências à tração e cisalhamento definidos pelo Multicritério, determinado pelo método de Bishop Simplificado, foi $F_s = 1,86$. A superfície de ruptura atingiu a superfície do terreno à montante da escavação em uma distância de 15,40 m da face da estabilização.

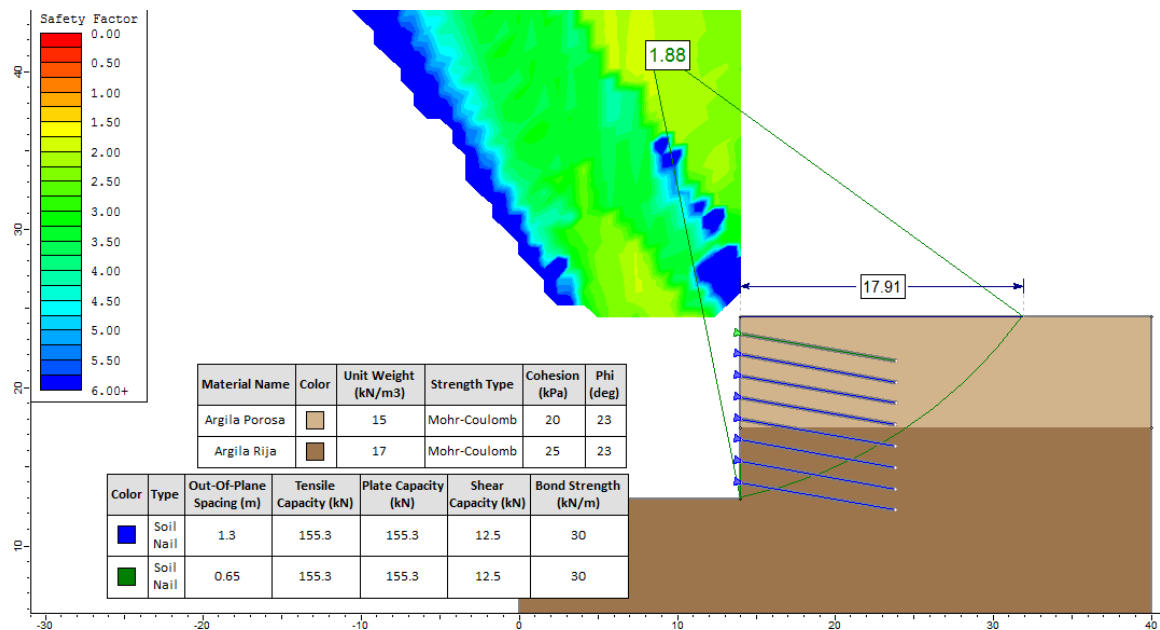


Figura 84 – Análise de estabilidade: Morgenstern & Price.

O fator de segurança global obtido pelo emprego das resistências à tração e cisalhamento definidos pelo Multicritério, determinado pelo método de Morgenstern & Price foi $F_s = 1,88$. A superfície de ruptura atingiu a superfície do terreno à montante da escavação a uma distância de 17,91 m da face da estabilização.

4.4.8 Programa Comercial

Na análise de estabilidade calculada com emprego de programa comercial utilizou o *software* Slide[®] versão 6.02, elaborado pela empresa Rocscience, o mesmo utilizado no multicritério.

Nessas análises, os grampos foram configurados para resistir apenas aos esforços de tração, não considerando os esforços de cisalhamento. Esta é a configuração mais usual em dimensionamento de solo grampeado com uso de programas comerciais, provavelmente por conta do esforço de tração ser o principal mecanismo de estabilização do maciço e por ser facilmente determinada/verificada por meio de ensaios de arrancamento e correlações.

A seguir, na Figura 85 e Figura 86, estão apresentados os resultados das análises de estabilidade calculada com emprego do programa comercial.

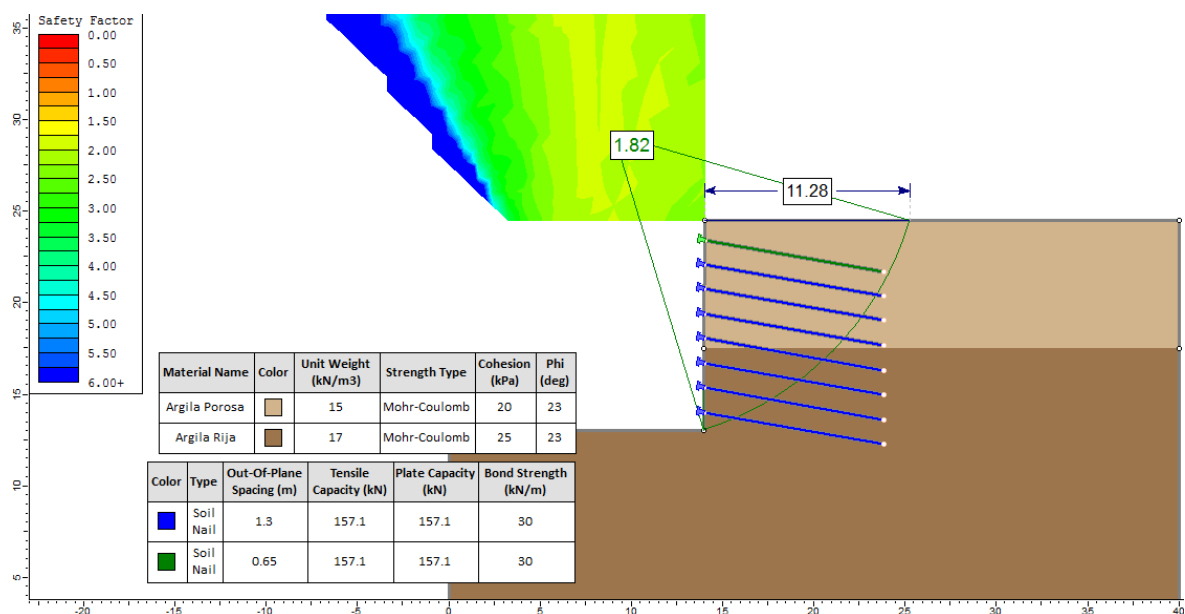


Figura 85– Resultado da análise de estabilidade calculada pelo Método Bishop Simplificado.

O fator de segurança global obtido pelo emprego do Método Bishop Simplificado foi $F_s = 1,82$. A superfície de ruptura encontrou a superfície do terreno à montante da escavação a uma distância de 11,28 m da face da estabilização.

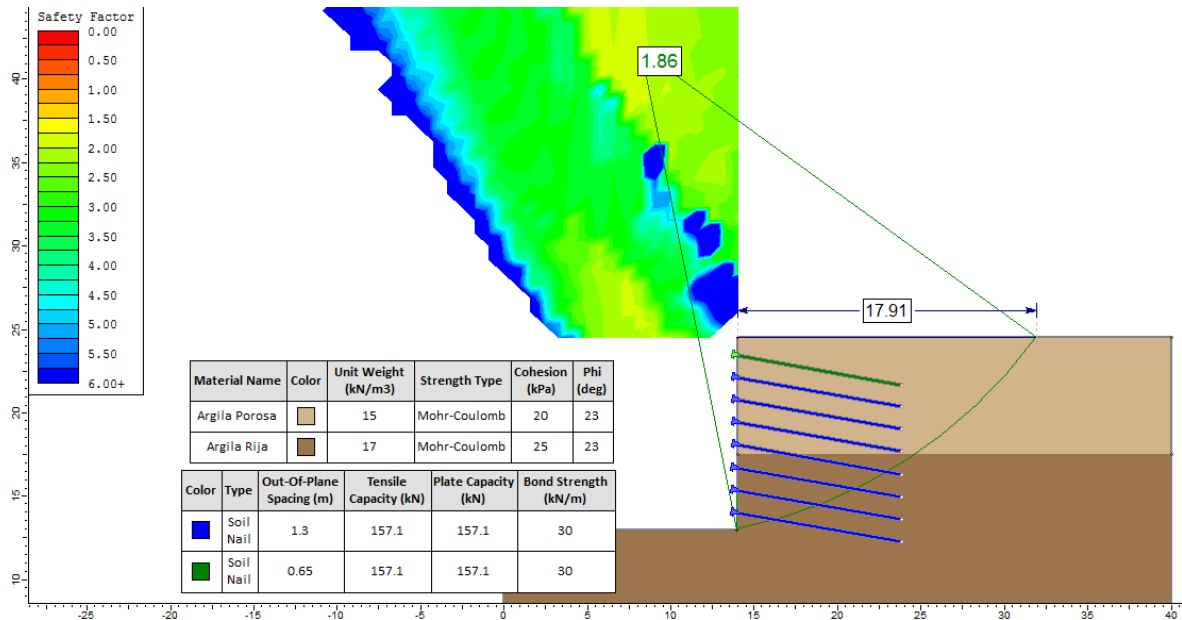


Figura 86– Resultado da análise de estabilidade calculada pelo Método Morgenstern & Price.

O fator de segurança global obtido pelo emprego do Método Morgenstern & Price foi $F_s = 1,86$. A superfície de ruptura encontrou a superfície do terreno à montante da escavação a uma distância de 17,91 m da face da estabilização.

4.5 Avaliação dos métodos de cálculo usando a modelagem numérica

Nos itens subsequentes serão apresentadas as comparações das hipóteses e resultados dos métodos de cálculo analíticos com os resultados obtidos pela modelagem numérica, sendo elas.

- *Superfície de ruptura*
- *Superfície dos pontos de máxima tração*
- *Tração máxima no grampo*
- *Forças de cisalhamento no grampo*

- *Momentos fletores no grampo*
- *Fatores de segurança*

4.5.1 Superfícies de ruptura

As superfícies de ruptura determinadas pela aplicação dos métodos de dimensionamento foram plotadas em uma mesma imagem (Figura 87) de forma a possibilitar a comparação entre elas. As superfícies de ruptura calculadas pelo Multicritério e Programa comercial pelo método de Morgenstern & Price foram idênticas, sendo utilizada uma única superfície para representá-las.

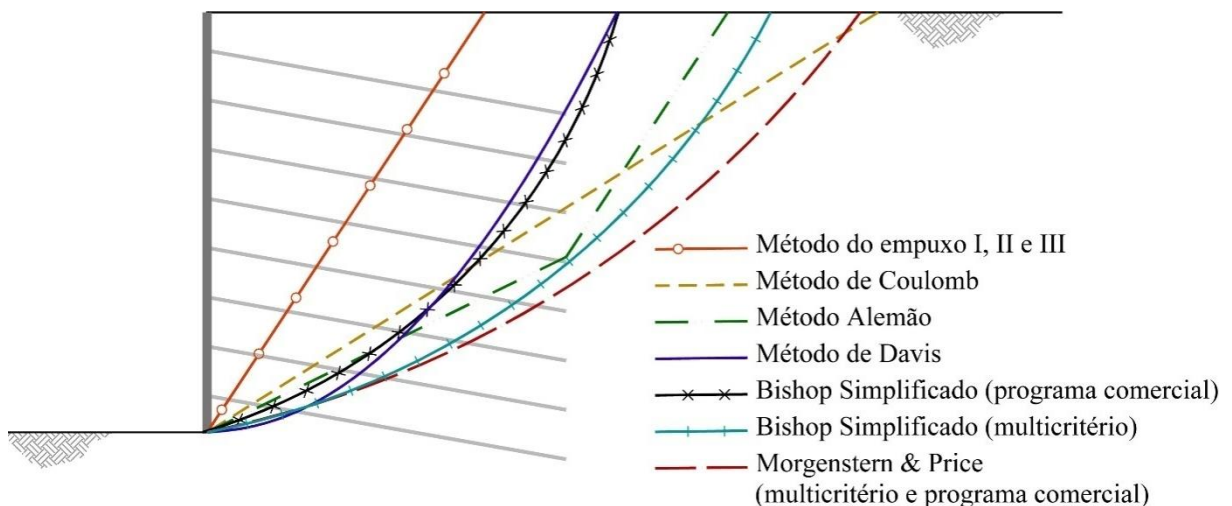


Figura 87 – Superfícies de ruptura definidas pelos métodos de dimensionamento analíticos.

Pode-se observar na Figura 87 que houve diferença entre superfícies de ruptura determinadas pelo métodos analíticos, atingindo a superfície à montante da estabilização em distâncias variadas.

A superfície de ruptura do Método de Davis apresentou geometria muito próxima à superfície determinada pelo método de Bishop Simplificado empregando o programa comercial (sem considerar o cisalhamento do grampo). Ao empregar esse mesmo método considerando o cisalhamento do grampo, determinado pelo Multicritério, a superfície de ruptura se afastou, ficando próxima da superfície determinada pelo Método de cálculo Alemão.

A superfície de ruptura gerada pelo método de Coulomb atingiu a superfície à montante da estabilização (topo da contenção) muito próxima à do método de Morgenstern & Price, sendo as que mais se distanciaram do topo da estabilização.

A superfície que apresentou maior discrepância foi a gerada pelo empuxo ativo de Rankine (métodos de empuxo), sendo a única imersa completamente dentro maciço reforçado. Porém, cabe ressaltar que de todos os métodos calculados, os que utilizam a superfície do empuxo de Rankine é a única que é fixa, isto é, não é feita a busca por uma superfície mais desfavorável.

Na Figura 88 está apresentada a sobreposição daquelas superfícies com a determinada pela modelagem numérica.

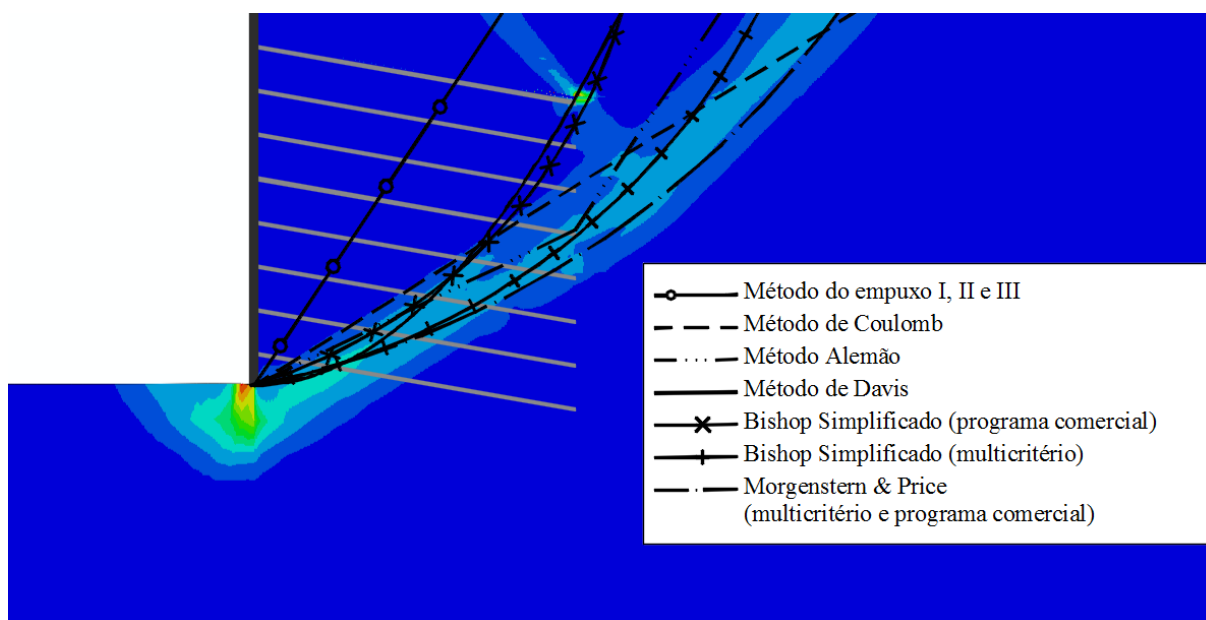


Figura 88 –Superfícies de ruptura definidas pelos métodos analíticos e pela modelagem.

Pela Figura 88 pode-se observar que a superfície de ruptura determinada pelo programa comercial, empregando o método de Morgenstern & Price, foi o que apresentou resultado mais satisfatório com relação à geometria obtida pela modelagem numérica – ambas foram praticamente coincidentes.

A superfície de ruptura do Método de Alemão (bilinear), apresentou inclinação do primeiro plano, partindo do pé da estabilização, semelhante à determinada pela modelagem numérica. Contudo, o segundo plano da superfície de ruptura se afastou da determinada pelo MEF. Cabe lembrar que nesse método foi variado o ângulo apenas do primeiro plano, sendo o

segundo mantido constante e igual a $45+\varphi'/2$ ($56,5^\circ$), conforme orientação da própria metodologia para facilitar o dimensionamento.

A superfície de ruptura do Método Coulomb, apesar da simplicidade do método que adota uma única linha plana, apresentou inclinação coerente, atingindo a superfície à montante do solo grampeado em um ponto próximo àquele determinado pela modelagem numérica.

Apesar das superfícies de ruptura determinadas pelos métodos de Davis e Bishop simplificado empregando o programa comercial (sem considerar o cisalhamento do grampo) resultarem numa geometria muito semelhante entre si, foram diferentes da obtida pela modelagem numérica, atingindo a superfície do terreno mais próximas à face.

A superfície de ruptura determinada pelo empuxo ativo de Rankine foi a que mais se distanciou da modelagem numérica. Conclui-se que, por ser uma superfície pré-fixada para um maciço sem reforço, pode, nem sempre, representar a condição de ruptura real de um maciço reforçado com solo grampeado.

4.5.2 Superfície das máximas trações no grampo

Os pontos de máxima tração mobilizada ao longo do grampo não necessariamente coincidem com a superfície de ruptura (superfície teórica crítica no campo), como pode ser visto na Figura 89 extraída do manual do FHWA.

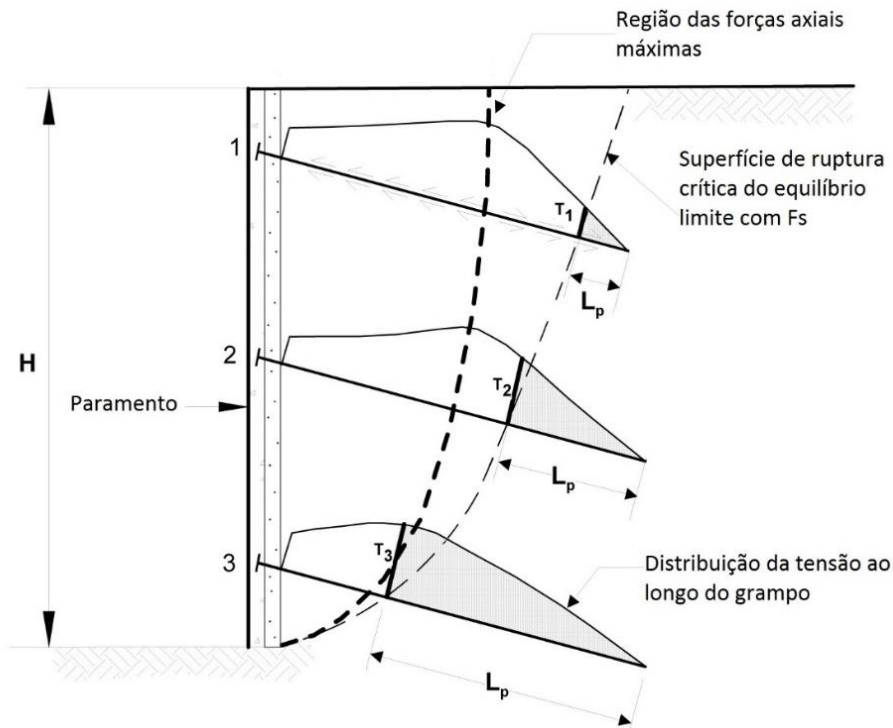


Figura 89– Superfícies de ruptura e a de máxima tração nos grampos. (adaptado de Lazarte et al., 2015 – Manual da FHWA).

No presente trabalho, a superfície formada pelos pontos de máxima tração apresentou um ângulo de saída de cerca de 55° com a horizontal, próximo à superfície do empuxo ativo de Rankine, como pode ser observado na Figura 90. No entanto, o formato gerado foi mais próximo de uma superfície circular. Ainda assim, os métodos de Empuxo, que empregam a superfície de Rankine, foram os que mais se aproximaram dos pontos de tração máxima calculados pelo MEF.

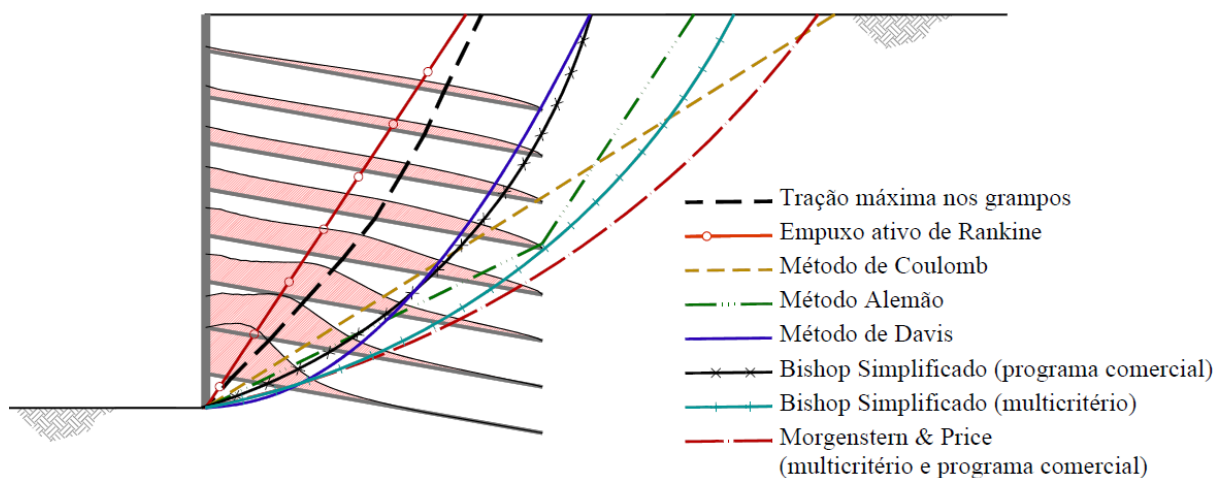


Figura 90 - Tração atuante nos grampos.

O fato da posição das trações máximas atuantes no grampo serem próximas à superfície de ruptura do empuxo de Rankine corrobora a hipótese proposta por Briaud and Lim (1997) e recomendada pelo manual do FHWA (LAZARTE et. al, 2015), onde a tração máxima mobilizada no grampo passa por esta superfície. Nos demais métodos, as superfícies de ruptura ficaram distantes da superfície de tração máxima nos grampos. Tais superfícies foram obtidas por meio de um processo de busca da superfície crítica, isto é, com menor fator de segurança. Neste processo, a superfície menos estável não é necessariamente coincidente com a superfície das trações máximas que atuam no grampo, como demonstrado na Figura 89, mesmo que os métodos assim as considere.

4.5.3 Tração máxima no grampo

Os esforços de tração máxima mobilizados nos grampos foram obtidos na posição da sua intercessão com as superfícies de ruptura, conforme representado na Figura 89, retirada do Manual do FHWA. Nos métodos de cálculo, a magnitude destes esforços corresponde ao menor valor entre a resistência do grampo e a resistência ao arrancamento do trecho ancorado (após a superfície de ruptura).

Nos métodos onde a superfície de ruptura é fixa os esforços de tração nos grampos são facilmente determinados. No métodos que empregaram rotinas de busca para se obter o menor fator de segurança, as superfícies de ruptura ficaram mais afastadas da face, resultando em valores de tração nula em alguns grampos (considerando a superfície de ruptura crítica).

A seguir, na Tabela 18, estão apresentados os esforços de tração máxima mobilizados no grampo. Ressalta-se que no caso do MEF, ela não ocorre ao longo da superfície crítica (que gera o valor do fator de segurança), mas ao longo de uma superfície interna na zona reforçada pelos grampos.

Tabela 18 – Esforços de tração atuantes nos grampos com MEF em equilíbrio.

Posição	MEF*	Empuxo			Coulomb	Alemão	Davis	Programa comercial		Multicritério	
		I	II	III				Bishop	Morgenstern	Bishop	Morgenstern
1ª linha	9,6	0,0	26,4	92,0	0,0	0,0	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0
2ª linha	12,7	0,0	26,4	92,0	0,0	0,0	23,5	10,6	0,0	0,0	0,0
3ª linha	19,0	5,3	26,4	92,0	5,3	0,0	46,9	35,1	0,0	0,0	0,0
4ª linha	25,9	17,8	26,4	92,0	56,7	6,4	72,4	63,9	0,0	0,0	0,0
5ª linha	32,9	25,6	26,4	92,0	108,0	68,3	100,7	97,8	24,7	43,8	24,7
6ª linha	42,3	34,2	26,4	46,0	157,1	130,3	133,0	138,0	83,3	94,8	83,3
7ª linha	52,8	48,4	26,4	46,0	157,1	157,1	157,1	157,1	149,1	155,3	149,1
8ª linha	64,8	79,8	26,4	46,0	157,1	157,1	157,1	157,1	157,1	155,3	155,3
∑	260,0	211,1	211,1	598,0	641,2	519,2	694,0	659,5	414,1	449,2	412,4
%	100	81	81	230	247	200	267	254	159	173	159

* Solo grampeado em equilíbrio.

A tração considerada no grampo está diretamente relacionada com o comprimento ancorado (com exceção dos métodos de empuxo), sendo assim, os métodos que tiveram superfícies de ruptura mais próximas à face terão maior comprimento ancorado, resultando em maiores trações na região próxima à superfície de ruptura. O método de Morgenstern-Price (programa computacional) que apresentou superfície de ruptura mais distante, consequentemente gerou menor tração na região da superfície de ruptura (com exceção dos métodos de empuxo).

Pela tabela se verifica, ainda, que o método de Davis é o que apresenta uma melhor distribuição das trações ao longo da profundidade, se comparada com a obtida no MEF. Os outros métodos, com exceção dos que usam o empuxo de Rankine, consistentemente desconsideraram a tração nos grampos superiores devido a superfície de ruptura considerada não os interceptar.

Os resultados do MEF (em equilíbrio das forças) indicaram aumento das trações em profundidade. O método de Davis foi o que melhor apresentou distribuição de esforços de tração ao longo da profundidade (linhas de grampos) em relação ao obtido no MEF. Os métodos de empuxo I e II foram os que obtiveram valores de tração mais próximo do MEF, com 81 %

em relação à ele. Os demais métodos apresentaram somatória das trações nos grampos muito maiores este, variando de 159 a 267 % em relação ao MEF, na análise em equilíbrio.

Na Tabela 19 estão apresentados os esforços de tração máxima mobilizados no grampo pelo MEF (na ruptura) e pelos métodos de cálculo analíticos.

Tabela 19 - Comparação do esforços de tração nos grampos com MEF na ruptura.

Posição	MEF**	Empuxo			Coulomb	Alemão	Davis	Programa comercial		Multicritério	
		I	II	III				Bishop	Morgenstern	Bishop	Morgenstern
1ª linha	53,2	0,0	26,4	92,0	0,0	0,0	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0
2ª linha	67,3	0,0	26,4	92,0	0,0	0,0	23,5	10,6	0,0	0,0	0,0
3ª linha	110,1	5,3	26,4	92,0	5,3	0,0	46,9	35,1	0,0	0,0	0,0
4ª linha	157,1	17,8	26,4	92,0	56,7	6,4	72,4	63,9	0,0	0,0	0,0
5ª linha	157,1	25,6	26,4	92,0	108,0	68,3	100,7	97,8	24,7	43,8	24,7
6ª linha	157,1	34,2	26,4	46,0	157,1	130,3	133,0	138,0	83,3	94,8	83,3
7ª linha	157,1	48,4	26,4	46,0	157,1	157,1	157,1	157,1	149,1	155,3	149,1
8ª linha	157,1	79,8	26,4	46,0	157,1	157,1	157,1	157,1	157,1	155,3	155,3
Σ	1015,5	211,1	211,1	598,0	641,2	519,2	694,0	659,5	414,1	449,2	412,4
%	100	21	21	59	63	51	68	65	41	44	41

** Na ruptura.

Comparando MEF na ruptura, a somatória dos esforços de tração obtidos pelos métodos de cálculo foram bastante inferiores, variando de 21 a 68 % em relação ao MEF. Esta diferença ocorre pelo fato de que no MEF os grampos, mesmo estando fora da superfície de ruptura são mobilizados. Já nos métodos de cálculo analíticos (com exceção dos métodos de Empuxo), os grampos que não foram interceptados pela superfície de ruptura não tiveram esforços de tração contabilizados.

4.5.4 Esforços de cisalhamento máximo no grampo

Dos métodos de cálculo analíticos utilizados neste trabalho, o multicritério é o único que considera os esforços de cisalhamento máximo no grampo. A seguir, na Tabela 20 estão apresentados esses resultados obtidos pelo MEF e determinados pelo Multicritério.

Tabela 20 - Esforços de cisalhamento determinados pelo MEF e pelo Multicritério.

Posição	MEF (kN)	Bishop Simplificado (kN)	Morgenstern& Price(kN)
1ª linha	0,0	0,0	0,0
2ª linha	0,0	0,0	0,0
3ª linha	0,0	0,0	0,0
4ª linha	0,0	0,0	0,0
5ª linha	0,03	13,1	13,1
6ª linha	0,18	12,6	12,8
7ª linha	0,21	11,8	11,9
8ª linha	0,39	11,8	11,8

Apesar dos esforços de cisalhamento definidos pelo multicritério serem pequenos (até 13,2 kN), se comparados aos esforços de tração (até 155,3 kN), ainda são muito superiores aos obtidos pela modelagem numérica (mais do que 20 vezes na maior parte dos grampos). Isto porque os esforços de cisalhamento definidos pelo multicritério são valores limites de cisalhamento impostos aos grampos, que na prática podem não ocorrer. Já no MEF, estas ações são espontâneas, decorrentes das deformações e interação solo estrutura.

Contudo, os resultados apresentados na Tabela 20 reforçam o conceito de que o principal mecanismo de estabilização do solo grampeado está relacionado à tração e não ao cisalhamento dos grampos.

4.5.5 Momentos fletores nos grampos

Da mesma forma, dos métodos de cálculo analíticos utilizados neste trabalho, o multicritério é o único que considera os esforços de flexão no grampo, e mesmo assim não são aplicados diretamente nas análises, são utilizados em um dos critérios (formação de rótula plástica) para se determinar o esforço de cisalhamento admissível por este critério. A seguir, na Tabela 21, estão apresentados os esforços de flexão obtidos pelo MEF e determinados pelo Multicritério.

Tabela 21– Esforços de flexão determinados pelo MEF e pelo Multicritério.

Posição	MEF (kN.m.10 ⁻³)	Multicritério	
		Bishop (kN.m.10 ⁻³)	Morgenstern (kN.m.10 ⁻³)
1ª linha	0	0,0	0,0
2ª linha	0	0,0	0,0
3ª linha	0	0,0	0,0
4ª linha	0	0,0	0,0
5ª linha	5	490	490
6ª linha	26	490	490
7ª linha	50	490	490
8ª linha	62	490	490

Devido à esbeltes dos grampos (7,5 cm – considerando barra e bainha), os momentos fletores máximos que podem ser resistidos são de baixa magnitude 0,49 kN.m se comparados aos esforços de tração (até 155,3 kN). Mesmo assim, os valores obtidos pelo MEF indicaram que apenas 13 % dos esforços de flexão máximos teóricos foram mobilizados durante a estabilização do maciço.

Assim como observado no item anterior, os resultados apresentados na Tabela 21 igualmente reforçam o conceito de que o principal mecanismo de estabilização do solo grampeado está relacionado à tração e que o grampo, por ser um elemento esbelto, praticamente não contribui com a estabilização do maciço.

4.5.6 Fatores de segurança

Os fatores de segurança obtidos pela modelagem numérica e pelos métodos de cálculo analíticos estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Fatores de segurança obtidos nas análises.

Análise de estabilidade	Fator de segurança global	Comparação com MEF (%)	Erro em relação ao MEF (%)
MEF	1,80	100	0
Método do empuxo I	1,97	109	9
Método do empuxo II	5,63	313	213
Método do empuxo III	1,99	111	11
Método de Coulomb	2,31	128	28
Método Alemão	2,27	126	26
Método de Davis	1,61	89	-11
Multicritério (Bishop Simplificado)	1,87	104	4
Multicritério (Morgenstern & Price)	1,88	104	4
Programa Comercial (Bishop Simplificado)	1,82	103	1
Programa Comercial (Morgenstern & Price)	1,86	103	3

Os dados apresentados na Tabela 22 estão representados na forma gráfica na Figura 91 e Figura 92.

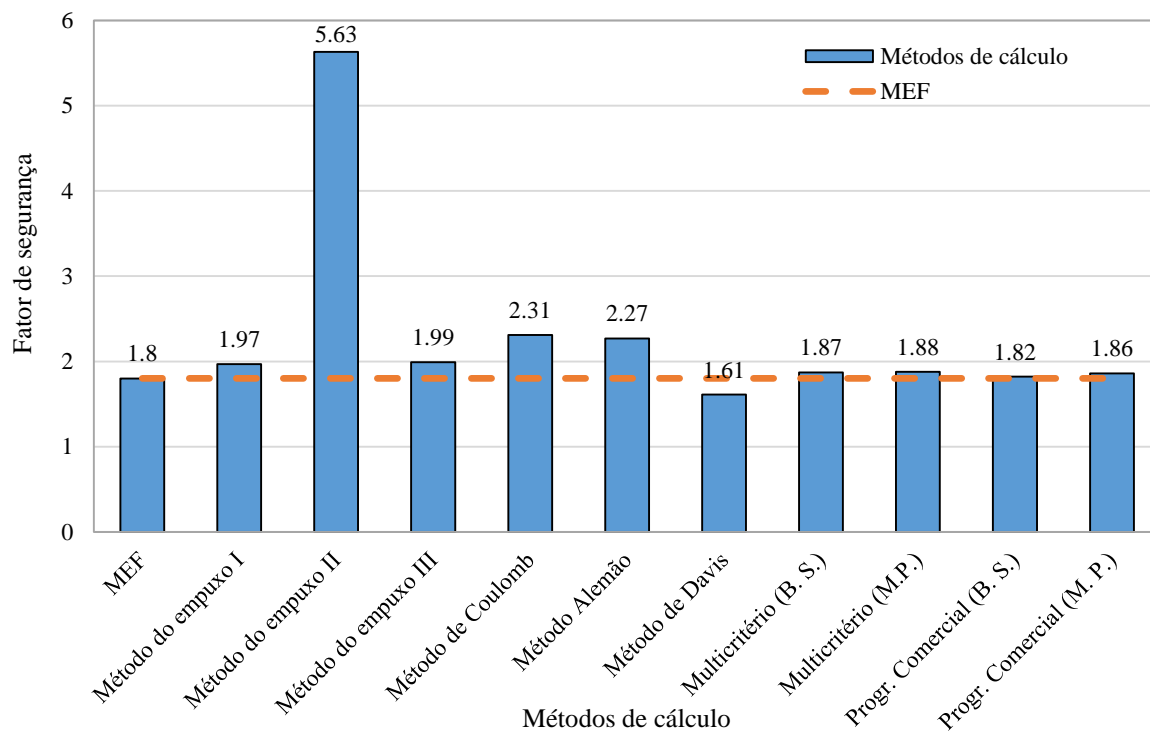


Figura 91 – Comparação dos fatores de segurança dos métodos de cálculo com o do MEF.

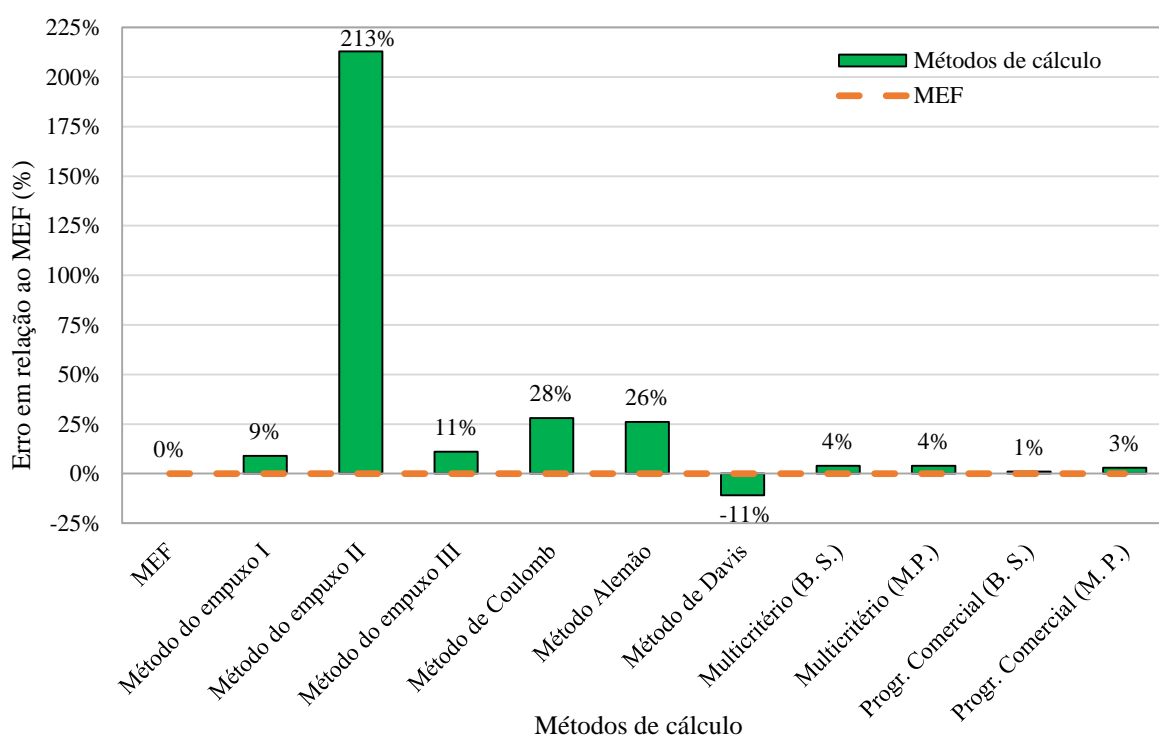


Figura 92 – Erro dos fatores de segurança dos métodos de cálculo em relação ao MEF

De maneira geral, todos os métodos avaliados calcularam fatores de segurança superior ao obtido pelo MEF, com exceção apenas do método de Davis. A média dos Fs calculados foi de 2,3.

Todos os métodos de empuxo, que consideram a teoria de Rankine, calcularam um Fs maior que o do MEF. O Método II, de empuxo total, foi o que gerou o maior Fs entre os métodos, calculando um valor de 5,6 para esse parâmetro (213% maior que o do MEF), se mostrando o menos conservador (menos a favor da segurança) entre todos os métodos. Esse valor elevado foi obtido devido a distribuição igualitária da solicitação (empuxo total) em todos os grampos, condição que dificilmente ocorre na prática.

Os Métodos do Empuxo I e III (setorizado e da FHWA, respectivamente), apesar de apresentarem superfície de ruptura muito distinta da simulação, calcularam fatores de segurança praticamente iguais entre si e muito próximo a 2,0, inferiores à média, mas superiores ao do MEF em valores da ordem de 10%. Essa constatação mostra a adequadamente aplicabilidade desses métodos, ainda mais se for considerada a sua praticidade – especialmente o III (FHWA).

Os Métodos de Coulomb e Alemão, que haviam gerado superfícies de ruptura adequadas em comparação com a modelagem, também calcularam valores de Fs praticamente iguais entre

si (aproximadamente 2,3) e foram os mais próximos à média dos métodos (2,3). No entanto, ambos foram menos conservadores do que o MEF, gerando valores superiores em até 28% para o presente caso – condição que pode ser considerada de risco para obras com as mesmas condições geométricas e de solo.

O Método de Davis foi o único que calculou um F_s (1,61) inferior ao gerado pelo MEF, sendo o único considerado mais conservador que a simulação numérica, em -11% para o presente caso. Tal conclusão também foi obtida por Camargo (2005), em que o emprego desta metodologia resultou em um consumo maior de grampos, se comparada às outras estudadas por ele.

O Método Multicritério e o Programa comercial também determinaram fatores de segurança muito próximos entre eles (1,82 a 1,88), assim como geraram superfícies de ruptura coincidentes entre si e as mais próximas da simulação quando foi usado a metodologia de Morgenstern & Price. O valor do F_s calculado por esses métodos foram os mais próximos daquele obtido no MEF, com um erro de 1 a 4 % para o presente caso. Em termos de acurácia de resultado gerado e facilidade de aplicação, o Programa comercial apresenta muita vantagem em relação ao Método Multicritério, não necessitando determinar as condições dos quatro critérios para sua aplicação direta.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou métodos de cálculo usualmente empregado para dimensionamento de estruturas de contenção em solo grampeado. Para as análises o trabalho utilizou-se para comparação modelos computacionais tridimensionais, em elementos finitos, calibrados com a obra do Novo Hospital da Beneficência Portuguesa em São Paulo/SP, que constou com significativa investigação geotécnica de campo e de laboratório e instrumentação e monitoramento durante e após as etapas executivas. A avaliação dos diversos métodos compreendeu os esforços nos grampos (tração, cisalhamento e momento fletor), posição geométrica dos esforços de tração máxima, forma e local da superfície de ruptura e fator de segurança obtido. As conclusões e considerações sobre o comportamento do solo grampeado e dos métodos de cálculo analíticos obtidas neste trabalho, e resultantes das condições e premissas aqui estudadas, estão apresentadas nos parágrafos a seguir de forma particionada.

Modelagem numérica por elementos finitos

A modelagem computacional 3D se mostrou eficaz e capaz de simular adequadamente o comportamento do solo grampeado. A simulação 3D da obra apresentou comportamento satisfatório, com deslocamentos verticais e horizontais da “Cortina” 2 da mesma magnitude dos registrados durante a execução da obra pelo marco superficial P-5 e inclinômetro SI-1, inclusive nas leituras executadas a cada etapa de escavação.

A modelagem de elementos lineares do tipo *beam* para modelar os grampos utilizando o recurso *embedded element* (como utilizado no modelo 3D contemplando as “Cortinas” 2 e 6) se mostrou eficaz e de fácil aplicação. Porém, são eficientes apenas para análises em que a solicitação dos grampos não supera sua resistência ao arrancamento, pois não é possível controlar a tensão de cisalhamento na interface solo-grampo.

O ensaio de arrancamento virtual do grampo executado em simulação 3D com emprego do MEF, lançando mão de uma interface entre o solo e o grampo formada por uma camada fina (4 mm) composta por elementos sólidos, apresentou resistência ao arrancamento compatível com os observados em campo. Este procedimento se mostrou competente para se determinar a resistência ao arrancamento na modelagem, mas exigiu aumento significativo do número de elementos, elevando consideravelmente o tempo de processamento. Além disso, para grandes volumes simulados pode comprometer as análises devido ao tempo computacional.

Assim como em outras publicações, o parâmetro K , coeficiente de empuxo para determinação da carga no grampo, foi superior ao coeficiente de empuxo em repouso nos grampos das duas linhas de cima e inferior ao coeficiente de empuxo ativo no restante dos grampos. Este fenômeno demonstra que ocorre uma redistribuição das tensões horizontais atuantes no maciço reforçado, resultando nos grampos superiores esforços maiores, inclusive, que os calculados pelo empuxo em repouso. Esta redistribuição de tensões resulta, nos grampos inferiores, em esforços menores do que o empuxo ativo.

Métodos de dimensionamento de solo grampeado

Os esforços de tração solicitantes nos grampos do maciço estabilizado calculados pelo MEF foram superiores aos esforços de cisalhamento e momentos fletores, respectivamente, 167 e 867 vezes. Estes resultados corroboram a assertiva de que o esforço de tração é o principal responsável pela estabilização, sendo aceitável a supressão dos outros esforços para as condições usuais de contenções em solo grampeado.

O método de Davis foi o que melhor apresentou distribuição de esforços de tração ao longo da profundidade (linhas de grampos) em relação ao obtido no MEF (em equilíbrio). Os métodos de Empuxo I e II foram os que obtiveram valores de tração mais próximo do MEF (em equilíbrio). Alguns métodos, devido a superfície crítica ser muito afastada do paramento, não geraram esforços de tração em algumas linhas de grampo, como ocorreu com os métodos de Coulomb, Alemão, Multicritério e programa comercial.

Pelo MEF, a superfície dos pontos de máxima tração máximas atuantes nos grampos não necessariamente coincide com a superfície de ruptura crítica de menor segurança. Nas simulações, os pontos de máxima tração ocorreram muito próximos à superfície de ruptura do empuxo de Rankine, usada nos métodos de Empuxo. Já a superfície de ruptura crítica de menor segurança foi coincidente com aquela gerada pelo método de Morgenstern & Price, aplicado no programa comercial e no método Multicritério.

De maneira geral, todos os métodos avaliados calcularam fatores de segurança superior ao obtido pelo MEF, com exceção apenas do método de Davis, que calculou um F_s menor que o do MEF (-11%). O método do Empuxo II foi o que calculou um F_s mais elevado, no valor de 5,6 (213% maior que no MEF), sendo desaconselhado o seu emprego. Os métodos de Coulomb e Alemão também geraram F_s significativamente superior ao MEF em 28%. Os métodos do

Empuxo I e III foram marginalmente superiores ao MEF, em 10%. E o método Multicritério e programa comercial foram os que mais se aproximaram do MEF, com erros inferiores a 5%.

Dos resultados obtidos, e para as análises de estabilidade do presente caso, o programa comercial usando o método de Morgenstern & Price, foi a que apresentou resultado mais próximo em termos de geometria e posição da superfície de ruptura e fator de segurança dos obtidos pela modelagem numérica. A análise de estabilidade efetuada com o mesmo programa, porém pelo método de Bishop Simplificado, apresentou fator de segurança satisfatório, mas superfície de ruptura e esforços de tração nos grampos distantes dos obtidos pelo MEF. Considerando que o programa comercial é uma ferramenta simples de ser utilizada, com uma disponibilidade de recursos superiores como consideração de estratigrafia do solo, consideração de nível de água e trabalho com geometrias não convencionais, além de vantagens intrínsecas de possibilidade de análises mais robustas e detalhadas (geometria, parametrização, visualização das análises e resultados, consideração do nível de água, análises probabilísticas e etc.), verifica-se a maior aplicabilidade desse tipo de método para dimensionamento de estruturas de solo grampeado em relação aos outros avaliados nesse trabalho.

Como ressalva ao método de Empuxo III (FHWA), devido a sua simplicidade de uso e bons resultados gerados em termos de segurança para o presente caso, verifica-se seu bom desempenho para análises preliminares e expeditas.

Recomendações para pesquisas futuras

Face às análises efetuadas e resultados obtidos, sugerem-se para pesquisas futuras os seguintes tópicos:

- Efetuar a verificação dos métodos de cálculo empregando outras configurações, tais como geometria do maciço (inclinação do paramento, inclinação da superfície a montante), presença do nível d'água, comprimento dos grampos, presença de sobrecargas e propriedades do substrato terroso.
- Estudar outras técnicas e metodologias para controlar a tensão na interface entre o grampo e o solo, bem como suas vantagens e limitações.

- Avaliar os esforços gerados no paramento do solo grampeado e correlacioná-los com geometria do maciço, espaçamentos dos grampos e propriedades do substrato terroso.
- Realizar análises em termos de margem de segurança e embutir considerações a respeito da probabilidade de ruína.

BIBLIOGRAFIA

ABRAMENTO, A.; KOSHIMA, A.; ZIRILS, A. C. **Reforço do Terreno**. In: Fundações Teoria e Prática, ABMS/ABEF, 2 ed., cap. 08, São Paulo, SP, Editora Pini, 1998.pp. 641-690.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.**NBR 6118. Projeto Estrutural de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

_____.**NBR 8800. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. 238p.

BANG, S.; ERCIKSON, D. A. **Analysis of In-Situ Soil Nailing**. Proceedings on the 25th Symposium on engineering Geology and Geotechnical Engineering, Vol. 25. Reno, NV. 1989. pp. 109-103.

BANG, S.; SHEN, C. K.; ROMSTAD, K. M. **Analysis of an Earth-Reinforcing System for Deep Excavation**, Transportation Research Record, No. 749, 1980.

BARNEJEE S. et al. **Evaluation of Design Methodologies for Soil Nailed Walls**, Volume 1. Technical Report Standard – Washington State Transportation Commission – WA-RD371.1. Washington, 1998. 219p.

BARROS, J. M. C.; SOUSA PINTO, C. **Estimation of Maximum Shear Modulus of Brazilian Tropical Soils from Standard Penetration Tests**. Proc. XIV ICSMFE, Hamburg. Vol 1. 1997. P.29-30.

BEVEREDGE, R.L.W. **Repairs and Extension to Concrete Structures Using Resin Anchored Bars**. In: Civil Engineering & Public Works Review.1973. 7p.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**, 4th edition, Mcgraw-Hill inc., New York, USA. 1988. p.100.

BRIAUD, J. L.; LIM, Y. **Soil-nailed wall under piled bridge abutment: simulation and Guidelines** Journal of Geotechnical and Geo Environmental Engineering, New York, v. 123, n.11.1997. p. 1043- 1050.

BRINKGREVE, R. **Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application. Soil Constitutive Models**. 2005. pp. 69-98.

BYRNE, R. J.et al. **Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls**, Report No. FHWA-SA-96-69R, Federal Highway Administration, Washington, DC. 1998.

CAMARGO, V.E.L.B. **Comparação de Métodos de Análise de Estruras de Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado – Escola politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2005. 120p.

- CARDOSO, A. S.; CARRETO, A. P. **Performance and Analysis of a Nailed Excavation**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12. Rio Janeiro, 1989. Proceedings. Rio de Janeiro, 1989. v. 2, p. 1233-1236.
- CARTIER, G.; GIGAN, J. P. **Experiments and Observations on soil nailed Structures**, Proc. 8th ECSMFE, Vol. 2, Helsinki, 1983. 473-476.
- CHENG, W. et al. **Lateral Bending of Soil-Nails in Excavation**. Austrália, 2002. Disponível em: <www.plaxis.nl/bulletins/12%20PLAXIS%20Bulletin.pdf>. Acesso em 17 set. 2006.
- CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre**. Project National Clouterre, Presses de l'ENPC, Paris, 1991. 269p.
- DÉCOURT et al. **Projeto e Comportamento de Escavações Estabilizadas com Solo Grampeado em São Paulo**. In. Workshop Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, 2003 p. 63-104.
- EHRlich, M.; ALMEIDA, M. S. S.; LIMA, A.M. **Parametric Numerical Analysis of Soil Nailing Systems**. In: International Symposium on Earth Reinforcement, 2, Fukuoka, Japan. Proceedings. Fukuoka, Japan, 1996. P. 747-752.
- EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado, Projeto e Execução**. Ed. Oficina de Textos, 2009. 1ª Reimpressão, 2011. São Paulo, 126p.
- ELIAS, V.; JURAN, I. **Summary of Soil Nailing Research Results**, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA/RD, 1990.90/104.
- ENRLICH, M. **Solos grampeados – Comportamento e procedimentos de análise**, ABMS/SIDUSCON – SP– Solo Grampeado. Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, 2003. pp 127-138.
- FALCONI, F. F.; ALONSO, U. R. **Considerações sobre o Dimensionamento de uma Estrutura de Contenção em solo Grampeado**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. Anais. São Paulo: ABMS, 1996. p. 301-308
- FALCONI, F. F.; ALONSO, U. R. **Solo Grampeado sem Concreto Projetado –Proposição Para a Estabilização de Taludes Rodoviários**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12. Anais. São Paulo: ABMS, 2002.
- FEIJÓ, R.L.; ENRLICH, M. **Resultados de Ensaios de Arrancamento em Grampos Injetados em Dois Pontos do Município do Rio de Janeiro**. III CBRAE – Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Novembro, Rio de Janeiro. 2001. p. 28 – 30.
- FRANÇA, F.A.N. **Ensaios de Arrancamento em solo Grampeado Executados em Laboratório**. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, 2007. 123p.
- FRANCO, M. B. O. **Uso de Sistema Computacional em Projeto de Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto, 2010. 191p.

- GASSLER, G.; GUDEHUS, G. **Soil Nailing - Some Aspects of a New Technique**. In: Anais 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ISSMFE, V. 3, Session 12, pp. 665-670, Stockholm, 1981.
- HO, D. K. H.; SMITH, I. M. **Modeling of Soil Nailing Construction by 3 – Dimensional Finite Element Analysis**. In: Conference Retaining Structures, 1933, London. Proceedings. London: T. Telford, 1993. p. 515-528.
- JACOBSZ S. W. **Centrifuge modelling of a Soil Nail Retaining Wall**. Journal South Africa Institution of Civil Engineering, vol.55, n.1. Midrand Apr. 2013.
- JEWELL, R.A. **Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils**. Doctor of Philosophy Thesis - Cambridge University, 1980.
- JIMÉNEZ A. G. N. **Análise Tensão-Deformação de Estruturas de Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008. 117p.
- JURAN, I. et AL. **Kinematical Limit Analysis Approach for the Design of Nailed Soil retaining Structures**. In: Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan. Proceedings. Rotterdam: Brookfield [Vt.]: A, A. Balkema, 1988. P. 301-306.
- JURAN, I. et al. **Kinematical Limit Analysis for Design of Soil-Nailed Structures**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 116, n. 1, Jan. 1990.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons. 1969.
- Lang, T.A. **Theory and Practice of Rock Bolting**, Transactions of the American Institute of Mining Engineers, Vol. 220, 333-348, Englewood, CO. 1961.
- LAZARTE et al. **Soil Nail Walls - Reference Manual**. Geotechnical Engineering Circular no. 7, Report n° FHWA-NHI-14-007. Washington, 2015. 425p.
- LI et al. **Numerical Analysis of Slope Stability Based on the Gravity Increase Method**. In: Computers and Geotechnics n° 36, Technical Communication. China. 2009 .p. 1246–1258.
- LIMA, A. P. **Comportamento de uma Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaisse**. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007. 428 p.
- LIMA, A. P. **Deformabilidade e Estabilidade de Taludes em Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002. 85 p.
- LOOK, B.G. **Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables**. Taylor & Francis Group, London, UK. 2007. 356p.

LUM, W. C. W. **Static Pullout Behavior of Soil Nails in Residual Soil**. Tese de doutorado. University of Singapore. 2007. 364p.

MASSAD, F. **Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade dos Solos Sedimentares de São Paulo**. Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba. ABMS. 2012. pp. 109-135. São Paulo, SP.

MEYERHOF, G. G. **Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations**. *Géotechnique*, v.5, n. 3, 1955, p.227-242.

MITCHELL, J. M.; VILLET, W.C.B. **Reinforcement of Earth Slopes and Embankments**. NCHRP Report N° 290, TRB, USA Transportation, Research Board, National Research Council, Washington D. C., USA, 1987. 323p.

MORGENSTERN, N. R. **The Role of Analysis in the Evaluation of Slope Stability**. In: *Proceedings Sixty International Symposium on Landslides*, 1995, Balkema. v.3, p. 1615-1629.

NC03. **Normas Técnicas Complementares** – Companhia Metropolitana de São Paulo – Capítulo V, Vol. II. São Paulo. 1980.

OLIVEIRA V. S. **Análise de Estabilidade BI e Tridimensional de Talude Estabilizado em Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina. 2006. 170p.

OLIVEIRA, V. S.; FERREIRA, R. S. **Análise bidimensional e tridimensional em talude estabilizado com solo grampeado**. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Geotécnica*, 12, 2006, Curitiba. Anais. Curitiba, 2006. 1 CD-ROM.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E, M. **Solo grampeado: Técnica para Estabilização de Encostas e Escavações**. In: *COBRAE Congresso Brasileiro de Encostas*, ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, v. 1. Rio de Janeiro, 1992. p. 57-74.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A.C.; PALMEIRA, E.M. **Experiência com Solo Grampeado no Brasil:1970-1993**. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, vol. 16, nº 4, 1993. p. 660-675.

PECK, R.B. **Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground**, Proc., 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1969. p.225-281.

PITTA et al. **Alguns Detalhes da Prática de Solo Grampeado**. COBRAE, 2013. 24p. Angra dos Reis – RJ.

PLAXIS. **Material Models Manual**. 2016.

POTTS, D. M.; MARTINS, J. P. **The Shaft Resistance of Axially Loaded Piles in Clay**. *Geotechnique*, 1982. Vol.32 (No.4).

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles**. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104,(12), 1978.p.1465-1488.

SAICE. **Lateral Support in Surface Excavations, Code of Practice**. Johannesburg: South African Institution of Civil Engineering, Geotechnical Division. 1989.

SANTOS, J.A.; GOMES CORREIA, A. **Reference Threshold Shear Strain of Soil. Its Application to Obtain an Unique Strain-Dependent Shear Modulus Curve For Soil**. XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey. 2001.

SCHLOSSER, F. **Behavior and Design of Soil Nailing**. Proc. Symp: Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, 1982.p.399-413.

SCHLOSSER, F., UNTERREINER, P. **Soil Nailing in France – Research and Practice**. In: Proceedings of the 1st International Seminar on Soil Mechanics and Foundation Engineering of Iran, Iranian Geotechnical Society, 1990. v. 2, pp. 436-468, Iran.

SCHLOSSER, F. **Analogies et Diferences Dansle Comportement et le Calculdes Ouvrages de Soutenement en Terre Armee et par Clouage Deu Sol**. Annales de l' ITBTP 473, pp. 8-23. oct.1983.

SEO et al. **Pullout Resistance Increase of Soil Nailing Induced by Pressurized Grouting**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/Volume 138 Issue 5 - May 2012. 10p.

SHEN, C. K.; HERRMAN, L. R.; BANG, S. **Ground Movement Analysis of Earth Support System**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 107, n. 12 (Dec), 1981. pp. 1609-1624.

SHEN, C. K. et al. **Analysis of an Reinforcing System for Deep Excavation**. Proceedings, Transportation Research Record, n° 749. 1980.

SHIU, Y. K.; CHANG, G. W. K. **Effects of Inclination, Length Pattern and Bending Stiffness of Soil Nails on Behavior of Nailed Structures**. Kowloon, Hong Kong: Civil Engineering and Development Building. 2005. 116 p. (Special Project Report).

SILVA, R. C. **Análise do Comportamento de Estrutura de Solo Grampeado Através da Monitoração de Obras e Modelos Físicos (escala 1:1)**. Dissertação de Mestrado – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2010. 367p.

SILVA, A. E. F.; VIDAL, D. **Estruturas em Solo Reforçado e os Métodos de Dimensionamento por Equilíbrio Limite**. In: Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos, 3. Rio de Janeiro. 1999. ABMS.9139-147.

SILVA, T. P. **Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse**. Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica (PUC). Rio de Janeiro, 2005. 143p.

SILVA, D. P. **Análise de Diferentes metodologias Executivas de Solo Pregado a Partir de Ensaio de Arrancamento Realizados em Campo e Laboratório**. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos. 2009. 348p.

SMITH, I.; SU, N. **Three-Dimensional FE Analysis of a Nailed Soil Wall Curved in Plan**. International Journal and Analytical Methods in Geomechanics, London, v.21. p. 583-597, 1997.

SPRINGER, F. O. **Estudos de Deformabilidade de Escavações com Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.95p.

STARK, T. D. **Three-Dimensional Slope Stability Methods in Geotechnical Practice**. University of Minnesota. 51st Annual Geotechnical Engineering Conference. 2003. 33P.

STERNIK, K. **Comparison of Slope Stability Predictions by Gravity Increase and Shear Strength Reduction Methods**. Technical Transactions -Environment Engineering. Department of Geotechnics and Roads, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology. 2013.

STEWART, J. E. et al. **Earth Reinforcement**, Chapter 5. Guidelines for Use of Fabrics in Construction and Maintenance of Low – Volume Roads. Portland, Oregon, 1977: USDA Forest Service.

STOCKER, M. F. et al. **Soil Nailing: Loutage du Sols**, In: Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques. Ecole des Pontset Chaussées, v. 2, Paris, France. 1997. pp. 463-474,

SU et al. **Influences of Overburden Pressure and Soil Dilation on Soil Nail Pull-Out Resistance**. Computers and Geotechnics, junho de 2010. 12p.

TAN et al. **Finite Element Analysis of a Soil Nailed Slope-Some Recent Experience**. Centre for Soft-ground Engineering, National University of Singapore, Kent Ridge Crescent, 119260, Singapore. 2004.

TERZAGHI, K.; Peck, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons, Hoboken.1948.

UNTERREINER, P.; SCHLOSSER, F.; BENHAMIDA, B. **Calculation of Displacements of a Full-Scale Experimental Soil Nailed Wall**. French National Research Project Clouterre. In: symposium of the practice of soil reinforcing in Europe, 18; 1995, London, New York: ASCE. 1995. 20 p.

VESIC, A. S. **Bearing Capacity of Shallow Foundations**, in: Foundation Engineering Handbook, Chapter 3, Van Nostrand Rein hold Book CO., NY, 1975, pp.751.

ZHANG, M.; SONG, E.; CHEN, Z. **Ground Movement Analysis of Nailing Construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM)**. Journal of Computers, ABMS, pp. 1-69, São Paulo, Novembro, 1999.

ZHOU et al. **Three-Dimensional Modeling of a Spatial Reinforcement of Soil Nail in a Field Slope Under Surcharge Loads**. Journal of mathematics, June, 2013. 12p.

APÊNDICE A

O Método de Coulomb é uma análise de equilíbrio limite, cuja superfície de ruptura é plana (formada por uma reta). As formulações e hipóteses utilizadas nos cálculos estão apresentadas a seguir:

a) Superfície de ruptura e esforços atuantes

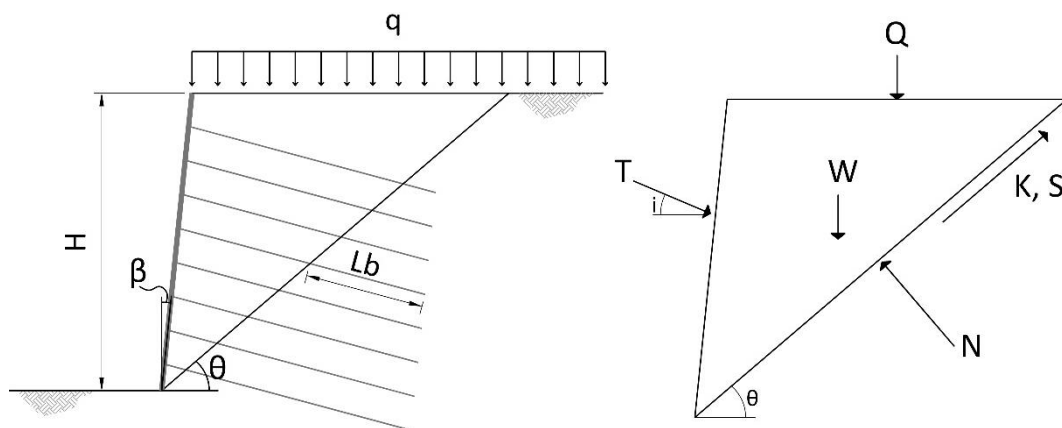


Figura 93 – Método de Coulomb - Superfície de ruptura e esforços atuantes.

Onde:

Q = sobrecarga atuante sobre a cunha de ruptura;

W = peso da cunha de ruptura;

N = força normal atuante na cunha de ruptura;

K = esforço tangencial devido à coesão;

S = esforço tangencial devido ao ângulo de atrito;

T = somatório dos esforços de tração dos grampos atuantes na superfície de ruptura;

i = inclinação do grampo em relação à horizontal;

θ = ângulo da superfície de ruptura em relação à horizontal;

β = inclinação do talude em relação à vertical.

b) Equacionamento

- Esforços solicitantes:

$$F_{sol} = (Q + W) \cdot \text{sen}\theta - \frac{T}{e_h} \cdot \cos(\theta + i) \quad (1A)$$

- Esforços resistentes:

$$F_{res} = K + (Q + W) \cdot \cos\theta \cdot \tan\varphi + \frac{T}{e_h} \cdot \text{sen}(\theta + i) \cdot \tan\varphi \quad (2A)$$

- Fator de segurança:

$$F_s = \frac{F_{res}}{F_{sol}} \quad (3A)$$

- Tração nos grampos:

$$t_i = \sum \text{mín}(f_{yd} \cdot A_s ; L_b \cdot q_s) \quad (4A)$$

$$T = \sum t_i \quad (5A)$$

Onde:

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

e_h = espaçamento horizontal dos grampos;

t_i = tração atuante em cada grampo;

f_{yd} = tensão de escoamento de projeto do aço do grampo;

A_s = área de aço do grampo;

q_s = aderência por metro de grampo;

L_b = comprimento ancorado.

c) Rotina de cálculo

A rotina de cálculo consiste em variar a inclinação da superfície de ruptura (Θ) e para cada ângulo calcular o fator de segurança. O fator de segurança do solo grampeado será o de menor valor entre os obtidos pela variação de Θ .

d) Considerações

- A face do solo grampeado é capaz de suportar a tração dos grampos que chegam à ela;
- A formulação apresentada é para apenas uma camada de solo e não contempla a poropressão, porém podem ser acrescentadas ao cálculo;
- A superfície de ruptura se inicia obrigatoriamente no pé da estabilização.

A seguir está apresentada a planilha utilizada no dimensionamento do solo grampeado através do emprego do método de Coulomb.

<i>Propriedades do solo e sobrecarga</i>			
$\gamma =$	16	kN/m ³	Peso específico
$C =$	22.0	kN/m ²	Coesão
$\phi =$	23	°	Ângulo de atrito
$N_a =$	0.0	m	Altura do NA em relação ao pé
$q =$	0	kN/m ²	Sobrecarga

<i>Características do solo grampeado</i>			
$H =$	11.5	m	Altura do solo grampeado
$\beta =$	0	°	Inclinação da face estabilizada
$i =$	10	°	Inclinação do grampo
$e_v =$	1.35	m	Espaçamento vertical
$e_h =$	1.30	m	Espaçamento horizontal
$h' =$	1	m	altura da primeira linha
$L_{\text{adot}} =$	10	m	Comprimento do grampo
$\phi_b =$	20.0	mm	Diâmetro da barra
$A_b =$	3.14	cm ²	Área de aço do grampo
$f_{yd} =$	50.0	kN/cm ²	Tensão de escoamento do aço
$q_s =$	30.0	kN/m	Resistência por atrito lateral
n° linhas =	8	unid	Número de linhas de grampos
$F_s =$	2.31		Fator de segurança

Fator de segurança

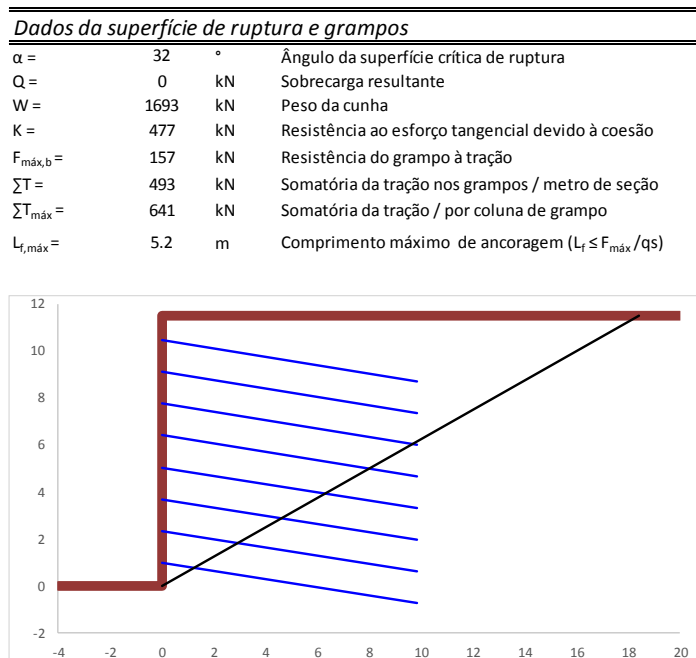


Figura 94- Planilha eletrônica utilizada no dimensionamento do solo grampeado pelo método de Coulomb.

APÊNDICE B

O Método Alemão é uma análise de equilíbrio limite, cuja superfície de ruptura é bi-linear, conforme apresentado na Figura 95.

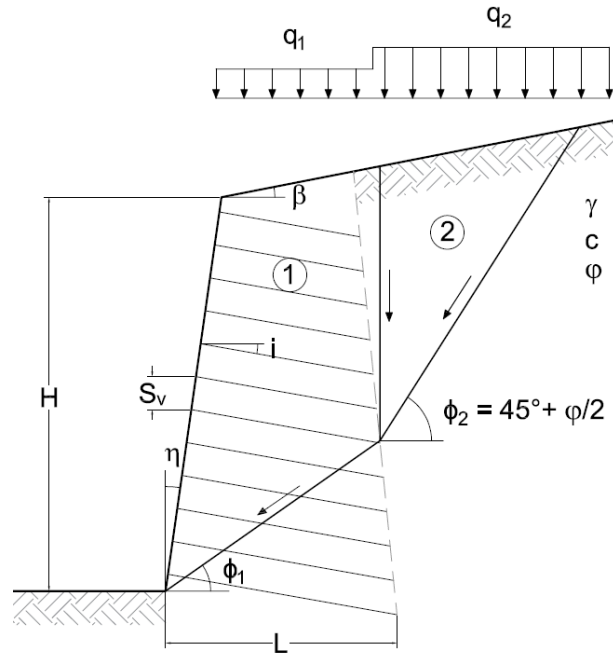


Figura 95 – Superfície de ruptura bi-linear considerada no método alemão.

Nos trabalhos originais não estão apresentadas as formulações para se efetuar os equilíbrios, contudo, Camargo (2003) apresentou em seu trabalho as equações para satisfazer o equilíbrio das forças tangenciais, as quais encontram-se apresentadas a seguir:

$$N_1 = \left(W_1 + Q_1 + \frac{K_{12}}{FS_C} + N_{12} \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \right) \cos \alpha_1 - N_{12} \sin \alpha_1 + \frac{T}{FS_T} \sin (\alpha_1 + \theta) \quad (1B)$$

$$N_2 = \left(W_2 + Q_2 - \frac{K_{12}}{FS_C} - N_{12} \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \right) \cos \alpha_2 + N_{12} \sin \alpha_2 \quad (2B)$$

$$\frac{K_2}{FS_C} + N_2 \frac{\tan \phi}{FS_\phi} = \left(W_2 + Q_2 - \frac{K_{12}}{FS_C} - N_{12} \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \right) \sin \alpha_2 - N_{12} \cos \alpha_2 \quad (3B)$$

$$\frac{K_1}{FS_C} + N_1 \frac{\tan \phi}{FS_\phi} + \frac{T}{FS_T} \cos (\alpha_1 + \theta) = \left(W_1 + Q_1 + \frac{K_{12}}{FS_C} + N_{12} \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \right) \sin \alpha_1 + N_{12} \cos \alpha_1 \quad (4B)$$

A seguir está apresentada a planilha utilizada no dimensionamento do solo grampeado através do emprego do método Alemão.

Propriedades do Solo e Sobrecarga			
γ =	16	kN/m ³	Peso específico
C =	22	kN/m ²	Coesão
ϕ =	23	°	Ângulo de atrito
Na =	0	m	Altura do NA em relação ao pé
q =	0	kN/m ²	Sobrecarga

Dados da Superfície de Ruptura			
α_1 =	26,0	°	Ângulo da 1ª superfície de ruptura
α_2 =	56,5	°	Ângulo da 2ª superfície de ruptura
$F_{m\acute{a}x,b}$ =	157,08	kN	Força máxima resistida pelo grampo
$L_{r,m\acute{a}x}$ =	5,24	m	Comprimento máximo de ancoragem (resistência do grampo)
nª linhas =	8	unid	Número de linhas de grampo

Características do Solo Grampeado			
H =	11,5	m	Altura do solo grampeado
β =	0	°	Inclinação do solo grampeado
i =	10	°	Inclinação do grampo
ev =	1,35	m	Espaçamento vertical
eh =	1,3	m	Espaçamento horizontal
h' =	1	m	altura da primeira linha
L_{edot} =	10	m	Comprimento do grampo
ϕ_b =	20	mm	Diâmetro da barra
qs =	30	kN/m	Resistência por atrito lateral
A_b =	3,1	cm ²	Área de aço do grampo
f_{yd} =	50,0	kN/cm ²	Tensão de escoamento do aço
Fs =	2,27		Fator de segurança

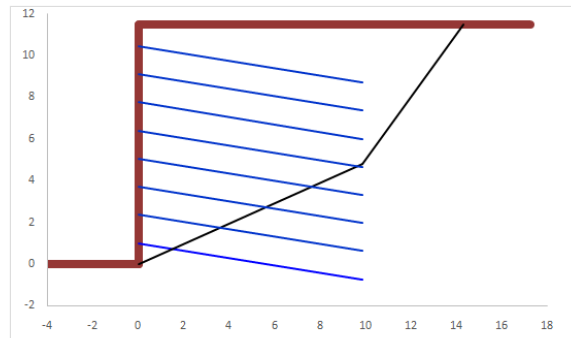


Figura 96- Planilha eletrônica utilizada no dimensionamento do solo grampeado pelo método alemão.

APÊNDICE C

Este método é baseado no equilíbrio limite, cujas superfícies potenciais de ruptura são descritas por parábolas, conforme apresentado na Figura 97.

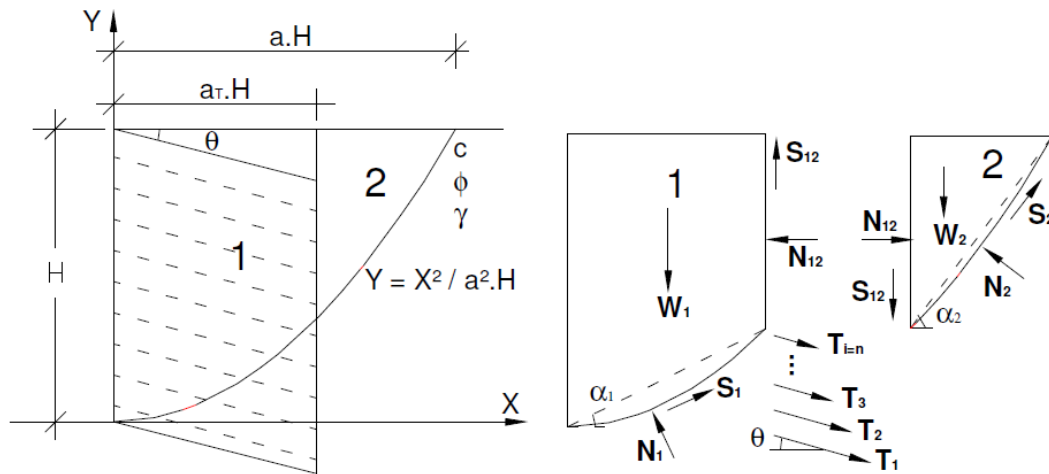


Figura 97 – Superfície de ruptura considerada no método de Davis.

A seguir está apresentada a planilha utilizada no dimensionamento do solo grampeado através do emprego do método de Davis.

Propriedades do Solo e Sobrecarga		
γ =	16	kN/m ³ Peso específico
C =	22	kN/m ² Coesão
ϕ =	23	° Ângulo de atrito
N_a =	0	m Altura do NA em relação ao pé
q =	0	kN/m ² Sobrecarga

Características do Solo Grampeado		
H =	11,5	m Altura do solo grampeado
β =	0	° Inclinação do solo grampeado
i =	10	° Inclinação do grampo
ev =	1,35	m Espaçamento vertical
eh =	1,3	m Espaçamento horizontal
h' =	1	m altura da primeira linha
L_{adot} =	10,00	m Comprimento do grampo
ϕ_b =	20	mm Diâmetro da barra
qs =	30	kN/m Resistência por atrito lateral
A_b =	3,1	cm ² Área de aço do grampo
f_{yd} =	50,0	kN/cm ² Tensão de escoamento do aço
K =	0,5	

Dados da Superfície de Ruptura		
α_1 =	41,8677	° Ângulo da 1ª superfície de ruptura
α_2 =	62,4788	° Ângulo da 2ª superfície de ruptura
$F_{m\acute{a}x,b}$ =	157,08	kN Força máxima resistida pelo grampo
T =	694,0	kN Tração necessária (por metro)
$T_{m\acute{a}x}$ =	902,3	kN Tração necessária
$L_{f,m\acute{a}x}$ =	5,24	m Comprimento máximo de ancoragem (resistência do grampo)
n_{min} =	6	unid Número mínimo de linhas grampos necessárias
n° linhas	8,0	unid Número de linhas de grampo adotado OK!
L_{nec} =	30,08	m Comprimento total de ancoragem necessário

Fatores de Segurança	
F_s =	1,61 Fator de segurança

Figura 98- Planilha eletrônica utilizada no dimensionamento do solo grampeado pelo método de Davis.