



Fernando Chávez Carmen

**Avaliação do comportamento de escavação grampeada
instrumentada em solo de pedregulho**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Co-orientador: Prof. Pedricto Rocha Filho

Rio de Janeiro
Outubro de 2021



Fernando Chávez Carmen

**Avaliação do comportamento de escavação grampeada
instrumentada em solo de pedregulho**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Centro Técnico Científico da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Pedricto Rocha Filho

Co-Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Celso Romanel

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Sandro Salvador Sandroni

Sandro Sandroni Engenheiros Associados Ltda

Profª. Anna Laura Lopes da Silva Nunes

COPPE/UFRJ

Rio de Janeiro, 11 de Outubro de 2021

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Fernando Chávez Carmen

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Ricardo Palma (Lima – Peru) em 2013. Trabalhou na Empresa Pilotes Terratest Perú SAC no período 2013-2018. Ingressou no mestrado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro no ano 2018, atuando na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental.

Ficha Catalográfica

Chávez Carmen, Fernando

Avaliação do comportamento de escavação grampeada instrumentada em solo de pedregulho / Fernando Chávez Carmen ; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão ; co-orientador: Pedricto Rocha Filho. – 2021.

214 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2021.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Solo grampeado. 3. Inclínômetro. 4. Escavação. 5. Pedregulho. 6. Elementos finitos I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Rocha Filho, Pedricto. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Aos meus amados pais, pela ajuda constante e por sempre estarem em todas as fases da minha vida acadêmica e profissional, muito obrigado pelo carinho e dedicação;

Aos meus orientadores, professor Alberto Sayão e Pedricto Rocha Filho pela orientação e sugestões no decorrer desta investigação;

À minha amada família pela motivação e apoio constante apesar da distância este tempo todo.

Ao departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio pela formação acadêmica e aos professores pelos conhecimentos transmitidos;

Agradeço de maneira especial à Luis Raygada pela motivação de iniciar o curso de mestrado no Brasil, obrigado pela ajuda amigo;

À Frank Pérez Collantes, pela recomendação e confiança antes de começar este curso de mestrado;

À Celso Salvador pelas sugestões na modelagem numérica deste trabalho;

Aos colegas e amigos da nossa PUC-Rio, pela amizade e colaboração durante o curso de mestrado;

As pessoas que ajudaram com sua motivação direta ou indireta na realização deste trabalho;

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

Chávez Carmen, Fernando; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardim (orientador); Filho, Pedricto Rocha (co-orientador). **Avaliação do comportamento de escavação grampeada instrumentada em solo de pedregulho.** Rio de Janeiro, 2021. 214p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Nos últimos anos na cidade de Lima as escavações profundas alcançaram uma presença maior, devido à recente demanda pela construção de edifícios altos e centros comerciais com vários níveis de subsolos, onde utilizam-se preferencialmente as cortinas atirantadas para a contenção dos solos. No entanto, a técnica de solo grampeado mostra-se como uma alternativa interessante, dado que também permite fornecer suporte lateral e limitar os movimentos do solo. A técnica consiste em reforçar o bloco do solo atrás da parede através das inclusões passivas, criando uma estrutura de gravidade consistente que permite aumentar a resistência geral ao cisalhamento e restringir os deslocamentos. Este estudo de caso procura avaliar os deslocamentos horizontais em uma escavação de 15m de altura em um entorno urbano, onde o solo é predominantemente de pedregulho denso mal graduado, parte do depósito aluvial do Conglomerado de Lima. A estimativa dos parâmetros de resistência baseou-se em ensaios de cisalhamento direto in situ em grande escala e ensaios de arrancamento encontrados na literatura. O acompanhamento dos deslocamentos ao longo do processo construtivo, foi realizado a través de inclinômetros instalados no perímetro, em locais estratégicos para avaliar os deslocamentos mais críticos na escavação. A avaliação de erros sistemáticos em inclinômetros é também abordada no estudo. Complementarmente, realizaram-se análises numéricas com programas de equilíbrio limite e elementos finitos, que permitiram avaliar os fatores de segurança e os deslocamentos com o objetivo de comparar os dados de campo com os resultados calculados. Através de análise paramétrica e calibração do modelo foi possível conhecer a influência dos parâmetros geotécnicos e geométricos de escavações profundas grampeadas.

Palavras-chave

Solo grampeado; inclinômetro; escavação; pedregulho; elementos finitos.

Abstract

Chávez Carmen, Fernando; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardim (Advisor); Filho, Pedricto Rocha (Co-advisor). **Evaluation of the behavior of an instrumented soil nailed excavation in gravel soil.** Rio de Janeiro, 2021. 214p. MSc. Dissertation – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In recent years in the city of Lima, the execution of deep excavations growth, due to the recent demand for the construction of high-rise buildings and shopping malls having various levels of basements, where anchorage walls systems are preferably used to soil retention. However, the soil nailing technique is an interesting alternative, by reason to provide lateral support and limit movements. The soil nailing technique consists of reinforcing the soil block behind the wall through passive inclusions, producing a consistent gravity structure that allows the increase of the shear strength and restricting displacements. This case study aims to evaluate the horizontal displacements generated in a 15m high deep excavation in an urban environment, where the existing soil is predominantly of poorly graded dense gravel, component of the alluvial deposit of the Lima Conglomerate. The estimate of strength parameters for this type of soil was based on large-scale in situ direct shear tests and pullout tests found in the literature. The monitoring of displacements throughout the construction process was carried out using vertical inclinometers installed on the perimeter, in strategic locations to assess the most critical displacements that the excavation could experience. The evaluation of systematic errors in inclinometers is also approached in the study. In addition, numerical analyzes were carried out with limit equilibrium and finite element programs, which allowed evaluating the safety factors and displacements in order to compare the field data with the calculated results. Through parametric analysis and model calibration, it was possible to know the influence of geotechnical and geometric parameters of nailed deep excavations.

Keywords

Soil nailing; inclinometer; excavation; gravel; finite elements.

Sumário

1 Introdução	27
1.1. Área de estudo	28
1.2. Objetivos	29
1.3. Estrutura da dissertação	30
2 Revisão Bibliográfica	32
2.1. Solo grampeado	32
2.1.1. Histórico e desenvolvimento	32
2.1.2. Descrição da técnica de execução	35
2.1.3. Vantagens e limitações	45
2.1.4. Tipo de grampos	46
2.1.4.1. Grampos injetados	46
2.1.4.2. Grampos cravados	47
2.1.4.3. Grampos por vibropercussão	48
2.1.5. Ensaio de arrancamento	49
2.1.6. Mecanismos e comportamento de Taludes Grampeados	51
2.1.6.1. Interação solo-grampo	52
2.1.6.2. Correlações empíricas	54
2.1.6.3. Distribuição de Tensões e Deformações nos Grampos	58
2.1.6.4. Distribuição da máxima força de tração	60
2.1.6.5. Deslocamentos na face do solo grampeado	63
2.1.7. Aspectos gerais sobre o projeto de solo grampeado	67
2.1.7.1. Tipos de ruptura em estruturas de solo grampeado	67
2.1.7.2. Análise de estabilidade de taludes grampeados por equilíbrio limite	69
2.2. Método dos elementos finitos	74
2.2.1. Procedimento do método	77
2.2.2. Modelos constitutivos	79
2.2.2.1. Modelo Mohr Coulomb (MC)	80

2.2.2.2. Modelo Hardening Soil (HS)	83
2.2.2.3. Modelo Hardening Soil com pequenas deformações (HS-Small)	87
2.2.3. Programa Plaxis	90
2.3. Instrumentação de estruturas de contenção	91
2.3.1. Inclinômetros	91
2.3.1.1. Procedimento de instalação	93
2.3.1.2. Obtenção de leituras	95
2.3.1.3. Processamento e interpretação de dados	96
2.3.1.4. Erros sistemáticos	98
 3 Área de Estudo - Caso de obra (Faculdade de Ciências Sociais – PUCP)	 114
3.1. Caracterização Geológica – Geotécnica	114
3.1.1. Geologia e geomorfologia	114
3.1.2. Caracterização Geotécnica	115
3.1.2.1. Investigação geotécnica de campo	117
3.1.2.2. Parâmetros de resistência	119
3.2. Descrição do projeto	124
3.3. Descrição do Processo Construtivo	129
3.4. Instrumentação e monitoramento	129
3.4.1. Características do equipamento	132
3.4.2. Instalação dos inclinômetros	132
3.4.3. Períodos de medição	133
 4 Análise dos resultados de campo	 136
4.1. Deslocamentos	136
4.1.1. Avaliação de Erros Sistemáticos	136
4.1.2. Evolução dos deslocamentos horizontais	158
4.1.3. Análise dos resultados	162
 5 Análises Numéricas	 166
5.1. Equilíbrio limite	167
5.2. Modelagem em Plaxis 2D	171

5.2.1. Parâmetros de deformabilidade y resistência	173
5.2.2. Parâmetros das estruturas	179
5.2.2.1. Muro de concreto	179
5.2.2.2. Grampos	182
5.2.3. Modelagem da seção de análise	184
5.2.4. Malha de elementos finitos	186
5.2.5. Simulação do processo de escavação	186
5.2.6. Resultados obtidos	189
5.2.7. Previsão de deslocamentos	194
6 Conclusões e Sugestões para novas pesquisas	200
Referências bibliográficas	203

Lista de Figuras

Figura 2.1. Técnicas de execução de túneis com revestimento rígido (a) e flexível (b) (Adaptado de Ortigão e Sayão, 1999)	32
Figura 2.2. Aplicações da técnica de solo grampeado (a) para estabilização de taludes e (b) para escavações (Ortigão e Sayão, 1999)	33
Figura 2.3. Processo construtivo de muro de solo grampeado (Pilotes Terratest, 2017)	38
Figura 2.4. Suporte para escavação com berma estabilizadora (adaptado de Lazarte et al., 2015)	39
Figura 2.5 - Detalhe da cabeça dos grampos: (a) $\phi_{aço} \geq 20\text{mm}$; (b) $\phi_{aço} < 20\text{mm}$; (c) extremidade embutida no terreno (Ortigão e Sayão, 1999)	40
Figura 2.6. Detalhe do dreno profundo (Solotrat Engenharia Geotécnica, 1999)	41
Figura 2.7. Drenagem superficial (Lima, 2002 adaptado de ABMS/ABEF, 1999)	42
Figura 2.8. Reforço com malha metálica e barras (Lazarte et al., 2015)	43
Figura 2.9. Cortes de taludes com muros permanentes e temporários (adaptado de Byrne et al., 1998)	44
Figura 2.10. Detalhes dos grampos injetados (ABMS/ABEF, 1999)	47
Figura 2.11. Grampos com revestimento epóxico cinza e roxo (esquerda) e parcialmente encapsulados por revestimento ondulado (direita), DYWIDAG-Systems International (Lazarte et al., 2015)	47
Figura 2.12. Ensaio de arrancamento (Ortigão e Sayão, 1999)	50
Figura 2.13. Comportamento conceitual do solo grampeado (Adaptado de Byrne et al., 1998)	52
Figura 2.14. Mecanismo de transferência de tensão nos grampos: (a) layout básico do solo; (b) distribuição esquemática das tensões de cisalhamento na	

interface solo/grampo; (c) distribuição esquemática das forças de tração resultantes (Lazarte et al., 2003)	53
Figura 2.15. Correlação entre resistência ao arrancamento q_s (Bustamante e Doix, 1985)	54
Figura 2.16. Gráfico para estimar o q_s da areia (Clouterre, 1991)	56
Figura 2.17. Gráfico para estimar o q_s da argila (Clouterre, 1991)	56
Figura 2.18. Gráfico para estimar o q_s do pedregulho (Clouterre, 1991)	57
Figura 2.19. Correlação entre o q_s e o NSPT (adaptado de Ortigão, 1997)	57
Figura 2.20. Correlação entre o q_s e o NSPT (Ortigão e Sayão, 1999)	58
Figura 2.21. Superfícies de deslizamento potenciais e forças de tração (adaptado de Lazarte et al., 2015)	59
Figura 2.22. Localização das forças de tração máximas nos grampos. Modificado após Byrne et al. (1998)	61
Figura 2.23. Distribuição simplificada da força de tração nos grampos (adaptado de Lazarte et al., 2003)	61
Figura 2.24. Deslocamentos horizontais no primeiro experimento em larga escala do muro grampeado no projeto CEBTP (solo arenoso) (Clouterre, 1991)	63
Figura 2.25. Deslocamentos horizontais no muro grampeado do projeto M4 (solo argiloso) (Clouterre, 1991)	64
Figura 2.26. Deslocamentos esquemáticos de um muro grampeado (Clouterre, 1991)	65
Figura 2.27. Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991)	66
Figura 2.28. Modos potenciais de ruptura para muros de solo grampeado (Byrne et al., 1998)	68
Figura 2.29. Superfície de ruptura bilinear, método Stocker et al., (1979). (Clouterre, 1991)	69
Figura 2.30. Método de Shen et al., 1978 (Clouterre, 1991)	70

Figura 2.31. Método de Juran et al., 1990 (Clouterre, 1991)	71
Figura 2.32. Gráficos para calcular $T_n = T_{máx}$ e T_c de Juran et al., 1990 (Clouterre, 1991)	72
Figura 2.33. Discretização utilizando elementos triangulares (adaptado de Alves, 2006)	74
Figura 2.34. Malha 2D típica para a análise de um talude vertical por elementos finitos (Ashford e Sitar, 1994)	75
Figura 2.35. Discretização dos elementos em 2D (Potts e Zdravković, 1999)	77
Figura 2.36. Ideia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2019)	80
Figura 2.37. A superfície de escoamento de Mohr-Coulomb no espaço de tensão principal ($c = 0$) (Plaxis, 2019)	82
Figura 2.38. Relação tensão-deformação hiperbólica na carga primária para um ensaio triaxial drenado padrão (Schanz et al., 1999)	85
Figura 2.39. Contorno de escoamento do modelo HS no espaço das tensões principais para solos sem coesão (Plaxis, 2019)	86
Figura 2.40. Sucessivas superfícies de escoamento no processo de endurecimento do solo (Plaxis, 2019)	87
Figura 2.41. Representação típica da variação da rigidez em função das deformações de cisalhamento e faixas de deformação em problemas geotécnicos e em diferentes ensaios (adaptado de Obrzud e Truty, 2018)	88
Figura 2.42. Componentes principais de um sistema de inclinômetro (RST Instruments)	92
Figura 2.43. Princípio de operação do inclinômetro (Adaptado de Dunnicliff, 1988)	93
Figura 2.44. Exemplo de dados de inclinômetro, (a) perfil do tubo no solo para 2 conjuntos de leituras, (b) movimento de cisalhamento e profundidade de cisalhamento durante o intervalo de tempo entre os conjuntos de leitura (Adaptado de Cornforth, 2005)	95

Figura 2.45. Designações das ranhuras e soma vetorial de movimento (Adaptado de Cornforth, 2005)	95
Figura 2.46. Gráficos típicos de dados do inclinômetro: (a) gráfico de deslocamento incremental e (b) gráfico de deslocamento acumulado (Adaptado de Dunncliff, 1988)	97
Figura 2.47. Erros totais e aleatórios do inclinômetro. Erros aleatórios representam a melhor precisão do sistema (Adaptado de Mikkelsen, 2003)	100
Figura 2.48. Calibração do sensor do inclinômetro. Quase linear na faixa de +/- 30 graus da vertical (Adaptado de Mikkelsen, 2003)	102
Figura 2.49. Exemplo de gráficos de “checksums” (Adaptado de Mikkelsen, 2003)	103
Figura 2.50. Dados sem corrigir (a), “checksums” (b) e resultados corrigidos (c), (Adaptado de Mikkelsen, 2003)	104
Figura 2.51. Ordem de grandeza de erros devido a “bias-shift” (Adaptado de Mikkelsen, 2003)	105
Figura 2.52. Erros de rotação entre três sondas diferentes. Conjuntos de dados obtidos consecutivamente, uma hora após. Deslocamento acumulado eixo A (a), desvio acumulado eixo B (b), deslocamento acumulado corrigido (c) (Mikkelsen, 2003)	107
Figura 2.53. Erro de rotação em função da inclinação do eixo transversal (Mikkelsen, 2003)	108
Figura 2.54. Ordens de grandeza do erro de rotação (Mikkelsen, 2003)	108
Figura 2.55. Ilustração do erro de posição de profundidade (DPE) em tubo com curvatura causada por assentamento; a) posição inicial da sonda com leitura de inclinação de 3,45 mm; e (b) posição subsequente da sonda após assentamento com leitura de inclina	110
Figura 2.56. Erro de posição de profundidade (DPE) causado pelo assentamento; (a) curva não corrigida de deslocamento acumulado; (b) gráfico de desvio incremental; e (c) curva corrigida para DPE. Mikkelsen e DiBiagio (2015)	112

Figura 3.1. Curvas granulométricas obtidas a partir de ensaios globais de granulometria do Conglomerado de Lima (Sánchez et al., 2016)	116
Figura 3.2. Distribuição dos ensaios de densidade in situ de acordo com a profundidade do Conglomerado de Lima (Sánchez et al., 2016)	116
Figura 3.3. Localização dos pontos de sondagem	117
Figura 3.4. Perfil do solo	118
Figura 3.5. Ensaio de cisalhamento direto in situ em grande escala (Carrillo et al., 1999)	120
Figura 3.6. Localização referencial dos ensaios in situ mostrados na tabela 1, distribuídos na cidade de Lima	121
Figura 3.7. Resultados das retro análises em grandes taludes de Lima (altura 70 m e inclinação 65°) (Sánchez et al., 2016)	121
Figura 3.8. Resistência ao cisalhamento em ensaios in situ (Gómez, 2019)	123
Figura 3.9. Resistência pico em ensaios de laboratório a grande escala (Gómez, 2019)	124
Figura 3.10. Resistência última em ensaios de laboratório a grande escala (Gómez, 2019)	124
Figura 3.11. (a) Vista em planta do projeto, (b) Vista arquitetônica em corte do projeto do edifício (Plataforma Arquitectura, 2018)	125
Figura 3.12. Vista em corte destacando a distribuição vertical dos grampos e amortecedores sísmicos	126
Figura 3.13. Vista em planta da distribuição dos grampos	127
Figura 3.14. Fases de escavação da obra	130
Figura 3.15. Vista em planta da distribuição dos inclinômetros	131
Figura 3.16. Vista em corte da localização do inclinômetro INC-01	131
Figura 3.17. Tubo de inclinômetro INC-04 instalado	134
Figura 4.1. Localização dos inclinômetros em planta, com a orientação dos eixos A+ e B+	137

Figura 4.2. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-01	139
Figura 4.3. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-02	139
Figura 4.4. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-03	140
Figura 4.5. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-04	140
Figura 4.6. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-01 - Eixos A e B	142
Figura 4.7. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-02 - Eixos A e B	143
Figura 4.8. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-03 Eixos A e B	144
Figura 4.9. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-04 Eixos A e B	144
Figura 4.10. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-01 dos eixos A e B	146
Figura 4.11. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-02 dos eixos A e B	146
Figura 4.12. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-03 dos eixos A e B	147
Figura 4.13. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-04 dos eixos A e B	147
Figura 4.14. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-01	149
Figura 4.15. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-01	149
Figura 4.16. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-02	150
Figura 4.17. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-02	150

Figura 4.18. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-03	151
Figura 4.19. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-03	151
Figura 4.20. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-04	152
Figura 4.21. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-04	152
Figura 4.22. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-01	154
Figura 4.23. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-01	155
Figura 4.24. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-02	155
Figura 4.25. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-02	156
Figura 4.26. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-03	156
Figura 4.27. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-03	157
Figura 4.28. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-04	157
Figura 4.29. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-04	158
Figura 4.30. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-01 dos eixos A e B (1/1000)	159
Figura 4.31. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-02 dos eixos A e B (1/1000)	160
Figura 4.32. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-03 dos eixos A (1/1000) e B (1/2000)	160

Figura 4.33. Gráficos de deslocamento acumulado. x prof. do INC-04 dos eixos A (1/1000) e B (1/2000)	161
Figura 4.34. Fotografia da zona do inclinômetro INC-01	163
Figura 4.35. Fotografia da zona do inclinômetro INC-02	164
Figura 4.36. Fotografia da zona do inclinômetro INC-03	164
Figura 4.37. Fotografia da zona do inclinômetro INC-04	165
Figura 5.1. Resultados de FS para a fase final da escavação (a) sem reforços (b) com reforços	170
Figura 5.2. Comparação entre o modelo HS Small e os resultados do ensaio de placa (adaptado de Madrid, 2019)	174
Figura 5.3. Resumo dos ensaios MASW no conglomerado de Lima e ajuste do parâmetro $G_{máx}$ (adaptado de Madrid, 2019)	175
Figura 5.4. Curva de degradação do módulo de cisalhamento com a deformação (Madrid, 2019)	176
Figura 5.5. Parede dentro da massa do solo (adaptado de Gouw, 2014)	179
Figura 5.6. Geometria da seção de análise e os elementos estruturais	185
Figura 5.7. Malha de elementos finitos formada para as simulações	186
Figura 5.8. Fases construtivas da estrutura grampeada com escavação com nicho	187
Figura 5.9. Fases da simulação do processo construtivo	188
Figura 5.10. Condição Inicial de Tensões para a simulação da escavação	189
Figura 5.11. Deslocamentos medidos e computados, após a primeira tentativa de calibração do modelo	190
Figura 5.12. Gráfico de variação paramétrica para a profundidade de 3,0m	191
Figura 5.13. Gráfico de variação paramétrica para a profundidade de 7,0m	191
Figura 5.14. Gráfico de variação paramétrica para a profundidade de 12,5m	192
Figura 5.15. Superfície crítica de ruptura da seção de análise	194

Figura 5.16. Superfícies de ruptura obtidas pelos programas SLIDE e PLAXIS 2D, da seção de análise.	194
Figura 5.17. Deslocamentos medidos e computados no eixo A (a) e eixo B(b) do inclinômetro INC-01	197
Figura 5.18. Deslocamentos medidos e computados no eixo A (a) e eixo B (b) do inclinômetro INC-02	197
Figura 5.19. Deslocamentos medidos e computados no eixo A do inclinômetro INC-03 (a) e do inclinômetro INC-04 (a)	198
Figura 5.20. Deslocamentos horizontais medidos e computados no eixo A do inclinômetro INC-01, para cada fase de escavação	198
Figura 5.21. Deslocamentos verticais computados no eixo A do inclinômetro INC-01, para cada fase de escavação	199

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 Tipos de solos e altura de escavação (Gässler, 1990)	39
Tabela 2.2. Valores do fator de correção α_d para areias e pedregulhos de Bustamante e Doix (1985)	55
Tabela 2.3. Correspondência entre as cartas, os solos e as técnicas de construção (Clouterre, 1991)	56
Tabela 2.4. Fatores de segurança mínimos recomendados para projeto de muros grampeados utilizando o método ASD (adaptado de Lazarte et al., 2003)	62
Tabela 2.5. Valores típicos de κ , de deslocamentos verticais e horizontes máximos, com base em resultados empíricos (Clouterre, 1991)	64
Tabela 2.6. Métodos de análise de muros de solo grampeado e modelos de ruptura (adaptado de Ortigão et al., 1993 apud Springer, 2001 e Dos Santos, 2019)	73
Tabela 2.7. Parâmetros para o modelo Hardening Soil	86
Tabela 2.8. Parâmetros para o modelo Hardening Soil com pequenas deformações (HS-Small).	90
Tabela 3.1. Perfil do solo.	118
Tabela 3.2. Valores dos parâmetros da investigação geotécnica.	118
Tabela 3.3. Valores de (ϕ') e (c') dos resultados dos ensaios in situ para o conglomerado de Lima (Adaptado de Sánchez et al., 2016)	120
Tabela 3.4. Valores de (ϕ') e (c') dos resultados dos ensaios in situ para o conglomerado de Lima (Martínez, 2007)	122
Tabela 3.5. Valores do fator de segurança em função da seção e da condição de análise	128
Tabela 3.6. Resumo do estado da obra em cada leitura realizada durante toda a escavação	134

Tabela 3.7. Dados referentes à instalação dos inclinômetros instalados	135
Tabela 5.1. Resultados dos valores das resistências geotécnica e estrutural dos grampos utilizados	169
Tabela 5.2. Evolução do fator de segurança para as condições em cada fase de escavação.	171
Tabela 5.3. Parâmetros geotécnicos considerados para a modelagem	173
Tabela 5.4. Parâmetros avançados para o modelo HS-Small (adaptado de Gómez, 2019)	175
Tabela 5.5. Valores típicos para o módulo "estático" E_s [MPa] (compilado por Kezdi, 1974; Prat et al., 1995, e estendido por Obrzud e Truty, 2018)	176
Tabela 5.6. Intervalos sugeridos de expoente de rigidez m observado para o módulo edométrico E_{oed} (compilado por von Soos, 1991).	177
Tabela 5.7. Parâmetros adotados para o as primeiras simulações.	178
Tabela 5.8. Parâmetros elásticos do muro para o elemento plate.	180
Tabela 5.9. Fatores de redução sugeridos, Rinter (Brinkgreve e Shen, 2011)	181
Tabela 5.10. Parâmetros elasto-plásticos do elemento de interface da parede	182
Tabela 5.11. Parâmetros elásticos dos grampos para o elemento plate	184
Tabela 5.12. Propriedades geométricas dos grampos da seção de análise	185
Tabela 5.13. Valores utilizados para o procedimento K_0	189
Tabela 5.14. Parâmetros obtidos após da análises paramétrica.	193
Tabela 5.15. Valores médios dos deslocamentos laterais normalizados por diferentes autores.	195
Tabela 5.16. Resultados de máximos deslocamentos horizontais do monitoramento de campo.	196
Tabela 5.17. Resultados de máximos deslocamentos horizontais obtidos no Plaxis.	196

Lista de Símbolos

A_s - Área da seção transversal útil da barra

ASD - Allowable Strength Design

B+ - Direção transversal a A+

A+ Direção do movimento esperado

bs - Correção do “bias-shift” por intervalo

B_s - Resistência à aderência do solo

BSE - Bias-shift erro total sobre a zona considerada

C - Intervalo de leitura

c' - Coesão efetiva

c'_f - Coesão efetiva reduzida

d - Diâmetro do grampo

D_{DH} - Diâmetro externo do furo do grampo

d_{eq} - Espessura equivalente do elemento plate

D_{ext} - Diâmetro externo do tubo

D_{int} - Diâmetro interno do tubo

dL - Variação do comprimento

DPE - Depth Position Error

dT - Variação da força de tração do grampo

E - Módulo de Young do modelo constitutivo Mohr-Coulomb

e - Espessura da parede

E_{50} - Módulo de Young secante a 50%

EA - Rigidez axial do elemento plate

E_c - Módulo de elasticidade do concreto

EI - Rigidez à flexão do elemento plate

E_i - Rigidez inicial

E_m - Módulo de elasticidade do material do grampo

E_{oed} - Módulo de Young Oedométrico

E_s - Módulo de rigidez estática

E_{ur} - Módulo de Young de descarregamento e recarregamento

$F_{0,2}$ - Carga de fluência nominal do grampo

F_s - Fator de redução da coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo

FS - Fator de segurança

f_y - Tensão de escoamento do aço

g - Aceleração da força de gravidade

G_0 - Módulo de cisalhamento inicial

$G_{máx}$ - Módulo de cisalhamento máximo

G_s - Módulo de cisalhamento secante

G_{ur} - Módulo de cisalhamento durante o carregamento e descarregamento

h – Profundidade

K_a - Coeficiente de empuxo activo

K_o - Coeficiente de empuxo em repouso

L - Comprimento do grampo

L_1 - Espaçamento fora do plano

L_a - Comprimento injetado do grampo

L_b - Comprimento do bulbo

L_p - Comprimento na zona passiva

m - Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão

N - Número de intervalos de leitura

\varnothing_{furo} - Diâmetro do furo

P_c - Capacidade da placa

p_g - Pressão efetiva de injeção

p_i - Pressão de injeção

PPE - Probe positioning Error

p^{ref} - Valor da pressão atmosférica equivalente a 100 kPa

P_w - Carga de trabalho

Q - Força de cisalhamento mobilizada por unidade de comprimento do grampo

q_s - Resistência ao atrito no contato solo/grampo

Q_u - Capacidade de arrancamento por unidade de comprimento

q_u - resistência última ao atrito no contato solo-grampo

R_f - Razão de ruptura

R_{inter} - Fator de redução do atrito entre o elemento estrutural e o solo

T_0 - Força de tração na face

T_c - Capacidade de tração

V_b - Volume do bulbo do tirante protendido

w - Peso relativo do elemento plate

α - Ângulo de instalação em relação à horizontal

α_d - Fator de correção do diâmetro efetivo do grampo

γ - Peso específico do solo

$\gamma_{0,7}$ - Nível de tensão de cisalhamento para $G_s = 0,7G_0$

γ_c - Peso específico do concreto

δ_0 - Deslocamento horizontal máximo na superfície atrás do muro

δ_h - Deslocamento horizontal máximo no topo próximo à face do muro

δ_{hmax} - Deslocamento horizontal máximo

δ_v - Deslocamento vertical máximo no topo próximo à face do muro

$\delta_{vmáx}$ - Deslocamento vertical máximo

λ - Área de influência afetada pela instalação do muro grampeado

μ - Resistência ao arrancamento normalizado permissível

ν - Coeficiente de Poisson

σ'_{h0} - pressão de terra horizontal em repouso

σ'_{v0} - pressão de sobrecarga vertical efetiva

τ_{ult} - capacidade de aderência última no contato solo / nata de cimento

τ_w - capacidade de aderência no contato solo / nata de cimento

ϕ' - Ângulo de atrito efetivo do solo

ϕ'_f - Ângulo de atrito efetivo reduzido

ψ - Ângulo de dilatação (ψ)

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos

ASD - Allowable Strength Design

CEBTP - Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics

FHWA - Federal Highway Administration

IGU - injeção única

IRS - vários estágios de injeção

MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves

MEF - método dos elementos finitos

NATM - Novo método de túnel austríaco

PGA - Peak ground acceleration

PTI - Post-Tensioning Institute

PUCP - Pontificia Universidad Católica del Perú

1

Introdução

O desempenho de uma escavação profunda está ligado à estabilidade e a capacidade de manter os deslocamentos dentro de um intervalo aceitável. Em ambientes urbanos, com edifícios vizinhos dispostos a sofrer danos significativos, a grandeza dos danos que uma escavação pode causar está diretamente relacionada ao tamanho dos deslocamentos experimentados pelo solo, sendo refletido no valor do fator de segurança contra o colapso (Bentler, 1998).

A função básica dos sistemas de contenção é fornecer suporte lateral e limitar os movimentos do solo. Essa capacidade é avaliada principalmente pelo fator de segurança, desta forma se o grau de estabilidade é alto, as tensões no solo serão menores, bem como os deslocamentos e do mesmo modo, se o fator de segurança estiver próximo a um, as tensões serão maiores e os deslocamentos do solo podem ser grandes.

Nos últimos anos na cidade de Lima foram construídas escavações profundas devido à recente demanda pela construção de edifícios altos e centros comerciais com vários níveis de subsolos, onde utiliza-se preferencialmente as paredes atirantadas como a técnica mais adequada em muitos casos até hoje. No entanto, para as características do projeto em estudo foi necessária uma solução com reforços de tipo passivo utilizando a técnica de solo grampeado.

A técnica consiste em reforçar o bloco do solo atrás da parede através das inclusões passivas, desse modo forma-se uma estrutura de gravidade consistente que permite aumentar a resistência geral ao cisalhamento e restringir os deslocamentos. Esta técnica tem sido utilizada amplamente em projetos de estabilização de taludes, para estruturas de contenção de escavações em áreas urbanas para grandes edifícios e instalações subterrâneas, estabilização de deslizamentos de terra, túneis, entre outras aplicações.

Do mesmo modo que as paredes atirantadas, o processo de grampeamento é realizado na medida em que prossegue a escavação, onde a estabilidade é concedida pelos reforços que trabalham principalmente à tração, através da interação entre o solo e o conjunto formado pela barra e o revestimento de nata de cimento. Quanto maior é essa interação, maior será a resistência do grampo. Devido às suas características passivas, os grampos começam a trabalhar quando pequenos deslocamentos axiais são atingidos como produto da mobilização do atrito na interface solo/grampo. Esses deslocamentos, por sua vez, geram forças internas nos grampos que favorecem a redução dos deslocamentos da massa reforçada.

Atualmente existem diferentes métodos que avaliam com precisão a estabilidade das estruturas de contenção, sendo os métodos de equilíbrio limite os mais utilizados pela comunidade geotécnica. No entanto, no caso dos deslocamentos, a estimativa desse tipo de movimentos apresenta um maior nível de complexidade quando são utilizadas formulações analíticas, devido aos diferentes parâmetros a serem considerados no sistema de contenção, sendo a análise numérica, a ferramenta mais utilizada para esse fim, conforme recomendado por vários autores (Lambe (1970), Clough e O'Rourke (1990), Bentler (1998), Byrne et al. (1998), entre outros).

Além dos métodos mencionados o uso de instrumentação geotécnica considera-se importante para verificar os deslocamentos produzidos em escavações, esse monitoramento permite uma melhor compreensão do comportamento do sistema, desta forma, pode-se utilizar essa informação para poder propor formulações que permitam estimar com antecedência os movimentos que podem ocorrer. A instrumentação é o complemento propício para a modelagem numérica, pois fornece um banco de bons históricos de casos estudados para poder conhecer o desempenho destas estruturas de contenção.

1.1. Área de estudo

O projeto consiste em uma escavação profunda para um edifício em um entorno urbano no bairro de San Miguel em Lima-Peru, fundado em um solo predominantemente de pedregulho denso mal graduado, parte do depósito aluvial do Conglomerado de Lima. Para contenção permanente dos esforços oriundos da

escavação foi projetada uma parede vertical em solo grampeado, ressalta-se o uso de grampos de tipo permanente devido à influência sísmica presente no local, além de isolar as fundações e a estrutura das paredes da escavação, dessa maneira a estrutura pode-se movimentar livremente quando seja solicitada por algum movimento sísmico, através dos amortecedores nas fundações.

A escavação considera uma profundidade máxima de 15m realizada em fases sucessivas de corte do terreno, de acordo com cada nível de escavação estabelecido para o processo de construção. Devido a que no local da obra não foi encontrado o nível de água e a presença de chuva é mínima, não foi necessário a instalação de elementos de drenagem.

Diferentes estudos geotécnicos realizados no Conglomerado de Lima e ensaios de arrancamento permitiram obter os parâmetros de resistência representativos para projetar a estrutura de contenção, além de outros projetos encontrados na literatura que foram tomados como referência para poder avaliar o comportamento da estrutura grampeada.

1.2. Objetivos

O objetivo deste trabalho refere-se à avaliação dos deslocamentos em muros grampeados para uma escavação profunda com face vertical e superfície do terreno horizontal. O acompanhamento dos deslocamentos ao longo do processo de escavação foi realizado a través de inclinômetros, instalados no perímetro do projeto instrumentado em pontos específicos, onde o interesse de conhecer os deslocamentos era mais importante.

Atualmente existe um número pequeno de obras de estabilização de taludes instrumentadas na cidade, essa falta de monitoramento leva ao desconhecimento do comportamento deste tipo de estruturas, da interação do grampo com o solo e do desenvolvimento das forças internas nos reforços durante o processo de construção. Outra limitação para poder estudar este tipo de estruturas neste tipo de solo, consistiu na obtenção dos parâmetros de deformabilidade e resistência. Devido a dificuldade de poder ensaiar solos com essas características, a estimativa desses parâmetros limita-se a ensaios laboratoriais pouco consistentes e a ensaios de

cisalhamento direto in situ em grande escala executados em diferentes locais da cidade no mesmo tipo de solo. Com esses parâmetros iniciais este estudo propõe também realizar uma análise paramétrica que permite refinar esses valores e poder obter resultados mais próximos aos dados coletados em campo em relação aos deslocamentos horizontais.

Adicionalmente trabalhou-se com modelagem numérica através de um programa de elementos finitos, que permitiu simular o comportamento da estrutura e conhecer a influência dos parâmetros geotécnicos e geométricos em escavações profundas grampeadas. Objetiva-se realizar simulações para avaliar e comparar os resultados obtidos nos dados coletados de campo com os resultados da modelagem numérica em relação aos deslocamentos horizontais. Enquanto para a avaliação do estado de segurança em cada fase da escavação foi utilizado um programa comercial baseado nos métodos de equilíbrio limite, a fim de estimar os fatores de segurança da estabilidade global.

Em relação ao instrumento utilizado para a instrumentação geotécnica, consiste em inclinômetros instalados no perímetro do projeto, em locais estratégicos para avaliar os deslocamentos mais críticos que poderia experimentar a escavação ao longo do processo construtivo. Como objetivo secundário propôs-se avaliar a ocorrência de possíveis erros sistemáticos no instrumento, através de comparações gráficas recomendadas por diferentes autores.

1.3. Estrutura da dissertação

A presente pesquisa está estruturada em seis capítulos que compreendem a revisão bibliográfica, caso da obra, instrumentação de campo e análises numérica, os quais apresentam de modo resumido os seguintes conteúdos:

Capítulo 1: Apresenta a introdução do estudo que compreende os principais objetivos da dissertação e algumas considerações da área de estudo.

Capítulo 2: Apresenta as informações bibliográficas levantadas no decorrer da pesquisa que serviram de suporte para explicar os aspectos básicos relativos aos temas de solo grampeado, inclinômetros e modelagem numérica com o método dos elementos finitos.

Capítulo 3: Destaca-se a importância do conhecimento da área de estudo sendo fundamental para a identificação dos aspectos locais da obra. Apresenta-se as investigações preliminares e a concepção do projeto, onde são mostrados a caracterização geotécnica, a descrição do projeto e o processo construtivo. Adicionalmente, foi estabelecida uma cronologia da obra com o desenvolvimento da instalação dos instrumentos para o monitoramento dos deslocamentos horizontais.

Capítulo 4: Apresentação dos resultados da campanha de investigação de campo, mostrando a evolução dos deslocamentos horizontais e procura realizar uma análise dos resultados. Adicionalmente, apresenta-se a avaliação da ocorrência de erros sistemáticos nos inclinômetros.

Capítulo 5: Apresenta as simulações numéricas desta pesquisa. Uma vez determinados os parâmetros geotécnicos através da compilação de um grande número de ensaios laboratoriais e ensaios de campo, correspondentes a investigações no Conglomerado de Lima e ao monitoramento das etapas de escavação, foram realizadas as simulações com o objetivo de reproduzir o comportamento da escavação. São apresentados os resultados obtidos por meio de análise de equilíbrio limite e modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos, para estudar a estabilidade do talude e o comportamento da escavação grampeada, em relação aos deslocamentos horizontais.

Capítulo 6: Resume as principais conclusões e recomendações para futuras pesquisas do tema abordado.

2

Revisão Bibliográfica

2.1.

Solo grampeado

2.1.1.

Histórico e desenvolvimento

A técnica do solo grampeado surgiu como uma extensão do “Novo método de túnel austríaco” NATM, desenvolvido pelo professor Rabcewicz (1964-65), para aplicações em rochas duras. Essencialmente, combina concreto projetado com reforços de aço e um sistema de suporte para a construção de escavações subterrâneas, assim como para avanço de escavações em túneis rochosos, dessa maneira se forma uma região que reforça a zona instável e reduz os deslocamentos (figura 2.1). Por outro lado, o manual Clouterre (1991), menciona que o solo grampeado vem de técnicas desenvolvidas para sistemas de pregos em rochas e de sistemas de multi ancoragem combinado com técnicas de terra reforçada, que mostram grande semelhança.

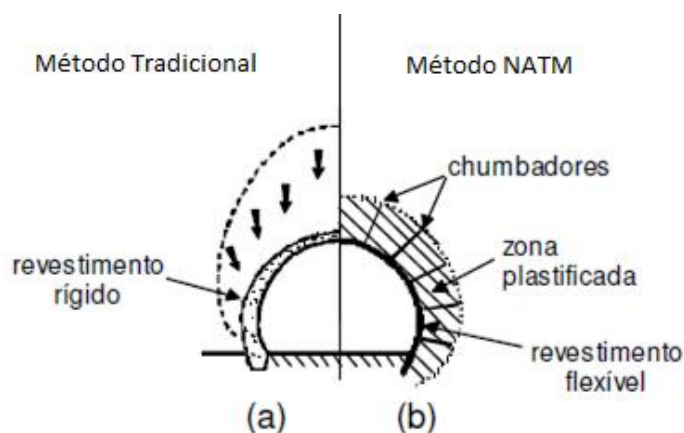


Figura 2.1. Técnicas de execução de túneis com revestimento rígido (a) e flexível (b) (Adaptado de Ortigão e Sayão, 1999)

A combinação de reforço de aço passivo e concreto projetado também tem sido aplicado à estabilização de taludes desde o início da década de 1960. A metodologia consiste na mobilização da resistência à tração do reforço de aço em

deslocamentos relativamente pequenos no solo circundante. A partir desta analogia, pode-se precisar que a combinação de reforço passivo e concreto projetado quando aplicada ao solo em vez de rocha, é denominada solo grampeado.

Embora a tecnologia de solo grampeado seja relativamente nova, ela tem sido aplicada em vários projetos de engenharia civil, em obras de estabilização de encostas de estradas e ferrovias, construção de estruturas de retenção de escavações em áreas urbanas para grandes edifícios (figura 2.2), instalações subterrâneas, estabilização de deslizamentos de terra, túneis portais em taludes estratificados íngremes e instáveis e outros projetos civis e industriais (Juran e Elias, 1991). A metodologia começou a se desenvolver no início dos anos 70, Lizzi (1970) denominou a técnica de “Urditura Tridimensionale Pali Radice”, onde os elementos eram executados em diferentes inclinações e fixados à viga de concreto armado para estabilizar encostas em solo, com chumbadores longos não protendidos.

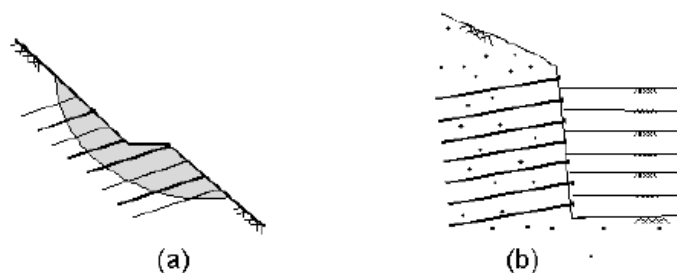


Figura 2.2. Aplicações da técnica de solo grampeado (a) para estabilização de taludes e (b) para escavações (Ortigão e Sayão, 1999)

Em 1972, na França, o primeiro projeto de solo grampeado foi construído em taludes ferroviários próximos à cidade de Versalhes, pelas empresas Bouygues e Solétanche. Consistia na construção de um muro, com uma grande quantidade de grampos curtos com nata de cimento, em areia de Fontainebleau. Devido ao sucesso dessa obra, até o ano 1988, foram construídos mais de 50.000 m² de muros de solo grampeado e diversos programas de pesquisas foram desenvolvidos, usando ensaios em modelos em escala real, com instrumentação e monitoramento no programa de estudos denominado “Programme Clouterre”, criando assim o manual *Recommandations Clouterre* 1991.

Na Alemanha, a técnica foi utilizada no primeiro programa de pesquisa em solo grampeado em 1975. A través de uma associação entre a Universidade de Karlsruhe e a empresa de construção Bauer, foram desenvolvidos ensaios em modelos em escala real com uma variedade de configurações para análise (Stocker et al., 1979).

Em 1976, nos Estados Unidos, a primeira aplicação de solo grampeado publicada foi a construção de um muro para uma escavação profunda de 13,7m em areias siltosas lacustres densas, como parte da expansão do hospital Good Samaritan em Portland, Oregon pela empresa Kulchin e Consorciados. Estima-se que esse sistema tenha sido concluído em quase a metade do tempo e pelo menos 85% do custo dos sistemas convencionais de reforço para escavações (Byrne et al., 1998).

No Brasil, a técnica de solo grampeado vem sendo utilizada desde o início dos anos 70, devido as grandes vantagens da técnica: baixo custo, de fácil adaptabilidade às condições locais, velocidade de execução, entre outros. O desenvolvimento da técnica foi muito difundido com o crescimento acelerado no mercado da construção, já para 1970, uma das primeiras aplicações de solo grampeado foi utilizada em São Paulo, pela SABESP na construção do túnel de adução do Sistema Cantareira, empregando o método NATM para estabilizar o talude do emboque. Nessa obra foram instalados chumbadores curtos, tela metálica e concreto projetado, aproveitando o sistema utilizado na construção de túneis (Zirlis et al., 1999).

Nos anos 90, na cidade de Rio de Janeiro, mais experiências foram acumuladas utilizando o solo grampeado a través da Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (GeoRio), nas seguintes obras:

- Muro experimental no Morro da Formiga no ano 1992 – GeoRio (Ortigão e outros, 1992);
- Contenção da encosta da Av. Automóvel Clube no ano 1996 – GeoRio;
- Contenção com solo grampeado nas encostas da Linha Amarela, RJ entre 1995 e 1997.

2.1.2. Descrição da técnica de execução

O solo grampeado consiste em reforçar o solo através de inclusões passivas, pouco espaçadas, para criar in situ uma estrutura de gravidade consistente e, assim, aumentar a resistência geral ao cisalhamento do solo e restringir os seus deslocamentos. A função da técnica é de melhorar a estabilidade do talude ou escavação através do aumento da força normal no plano de cisalhamento, dessa maneira aumenta-se a resistência ao cisalhamento ao longo do plano de deslizamento no solo e diminui-se a força motriz ao longo do mesmo plano (Budania e Arora, 2016).

A técnica também permite ser utilizada para reparo y reconstrução de estruturas existentes, como por exemplo em muros ancorados e estruturas reforçadas de retenção de solo, de maneira econômica e eficiente. Gässler (1990), comenta que a técnica foi usada para recuperar estruturas antigas na Alemanha Ocidental que estavam em iminente condição de ruptura.

Os sistemas de solo grampeado podem ser de aplicação temporária ou permanente, para sistemas convencionais de retenção de solos, como muros de concreto armado ou muros ancorados. Diferentes ensaios desenvolvidos por Gässler e Gudehus (1981) demonstraram que essas estruturas de retenção grampeadas, têm a capacidade de suportar cargas verticais estáticas e dinâmicas na parte superior sem sofrer deslocamentos excessivos. Destaca-se que o comportamento do sistema grampeado depende principalmente da mobilização dos esforços de tração nos reforços.

Os elementos de reforço nestas estruturas de retenção são denominados grampos, esses elementos são inclusões de aço ou elementos metálicos instalados com ângulo sub horizontal com a capacidade de resistir tensões de tração, tensões de cisalhamento e momentos de flexão. Geralmente são instalados em furos perfurados e injetados com nata de cimento ao longo de seu comprimento ou cravados no solo. Também são denominados de inclusões passivas, já que não são protendidas e não apresentam trecho livre, no entanto, estão pouco espaçadas para fornecer uma coesão aparente anisotrópica ao solo original (Juran e Elias, 1991).

Os parâmetros geométricos mais relevantes relacionados à estabilidade da massa reforçada são:

- Comprimento do grampo (L);
- Ângulo de instalação em relação à horizontal (α);
- Espaçamento vertical (S_v) e espaçamento horizontal (S_h);
- Altura do talude (H);
- Ângulo de inclinação da face (η);
- Ângulo da inclinação em relação à horizontal acima da massa grampeada do solo (β);
- Resistência ao atrito no contato solo/grampo (q_s);
- Quantidade de grampos.

Usualmente os grampos são instalados em linhas paralelas, com pouca inclinação em relação à horizontal, desse modo aumenta a eficiência quando instalados horizontalmente para controlar os deslocamentos laterais da estrutura. Ângulos de inclinação variando entre 5 a 15 graus em relação à horizontal são recomendados. Sugere-se que seja uma solução homogênea, ou seja, grampos com o mesmo diâmetro, comprimento e ângulo de inclinação, se for necessário, ângulos maiores podem ser considerados, na presença de obstáculos de estruturas vizinhas ou qualquer interferência que complique a instalação do grampo (Springer, 2001).

A estrutura grampeada é composta de um revestimento de concreto projetado ou concreto armado, sem a capacidade de transportar cargas importantes, no entanto, permite garantir a estabilidade local e proteger ao solo da erosão da superfície e dos efeitos do clima. Usualmente esse revestimento de concreto projetado tem uma espessura entre 4 a 6 polegadas, construído de cima para baixo. O revestimento e os grampos são instalados após cada etapa de escavação com o objetivo de restringir a descompressão do solo e evitar a perda das propriedades mecânicas e as características de resistência ao cisalhamento do solo original.

Devido à necessidade de construir estruturas de tipo permanentes, cada vez tem sido mais utilizados muros de concreto pré-fabricados ou moldados *in situ* para satisfazer os critérios específicos de estética e durabilidade. Porém, nos primeiros anos de desenvolvimento da técnica somente era utilizada para estruturas de retenção temporárias, já que havia preocupações de desempenho devido à

durabilidade dos grampos no solo e a algumas deficiências da técnica. Mais recentemente, com os avanços tecnológicos, pode-se encontrar no mercado empresas que produzem grampos com proteção contra corrosão e painéis de concreto pré-fabricados para superar essas deficiências.

Conforme o prosseguimento da escavação, os trabalhos de grampeamento são realizados através de etapas de escavação, reforçando o solo progressivamente e ajudando ao suporte do material atrás sem reforço. Essa prática deve considerar uma altura máxima a escavar, esse limite depende do tipo de solo, da inclinação da face de escavação, condições ambientais ou da eventual presença de água. Além disso, o material deve ter uma coesão efetiva mínima de 10 kPa, para se manter estável. Uma resistência desse valor é possível obter em solos argilosos e arenosos, mesmo em areias puras úmidas, devido ao efeito da capilaridade. No entanto, no caso de areias secas sem cimentação entre grãos ou em solos argilosos muito moles, essa metodologia não será eficaz (Springer, 2001).

A presença do lençol freático é uma grande limitação para a execução do grampeamento, nesse caso devem ser adotados trabalhos de bombeamento para baixar os níveis das águas subterrâneas ou utilizando drenagem para proteger a estrutura. Podem ser empregados drenos sub-horizontais durante a fase de construção e durante sua vida útil, mas não será viável exceto em solos de baixa permeabilidade (Clouterre, 1991). Por outro lado, é possível encontrar solos que contêm pequenas lentes ou bolsas de solo granular preenchidas de água, que podem gerar grandes repercussões na estrutura durante e após a construção.

O processo de grampeamento prossegue simultaneamente com o avanço da escavação em fases sucessivas de corte do terreno e colocação do grampo. A estrutura grampeada é construída de cima para abaixo, sendo a massa de solo sucessivamente reforçada. A sequência construtiva tradicional da técnica compreende o seguinte procedimento (figura 2.3):

- Escavação;
- Perfurado do solo para instalação dos grampos;
- Instalação dos grampos;
- Instalação de drenagem;
- Construção da face inicial;

- Construção dos níveis subsequentes (repetindo as etapas anteriores);
- Construção da face final.

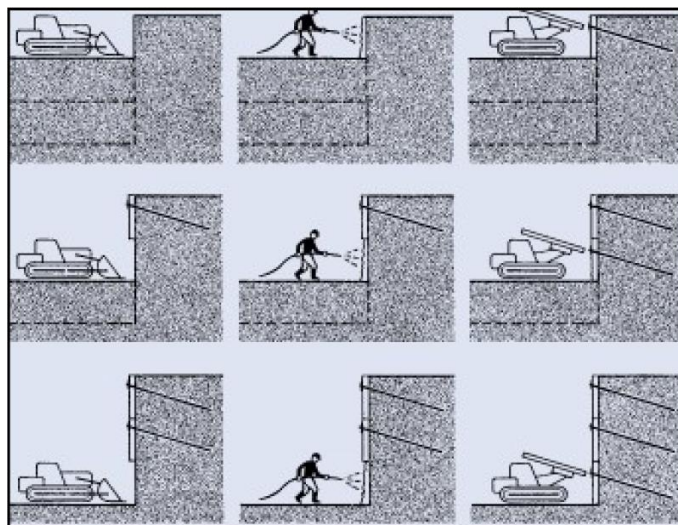


Figura 2.3. Processo construtivo de muro de solo grampeado (Pilotes Terratest, 2017)

➤ Escavação

Inicialmente, escava-se o material desde uma plataforma, até o nível indicado da primeira escavação dependendo das características de resistência do solo. A profundidade máxima de corte em cada nível é determinada pela capacidade da face exposta de permanecer estável até a instalação dos grampos e do revestimento. No caso onde o deslocamento deve ser minimizado, a profundidade de corte pode ser reduzida ao menor valor possível, de acordo com as características do local e as considerações comerciais (Bruce e Jewell, 1986).

Como primeira altura de escavação pode-se considerar entre 1,0m a 1,5m de altura. É recomendado que o perfil da face escavada seja suave sem muitas irregularidades para poder minimizar a quantidade de concreto projetado. Se os perfis de solo contêm pedras então pode exigir escavação manual, profundidades de corte superiores a 2,0m ou inferiores a 0,5m são raras em solos granulares. Na tabela 2.1, pode-se observar alguns valores típicos de alturas de escavação, segundo o tipo de solo.

É importante considerar, que uma das situações mais críticas relacionada à estabilidade do sistema, ocorre quando o corte aberto está temporariamente sem suporte. Em todo momento, deve-se observar e contemplar os sinais de

instabilidade durante a construção, deslocamentos excessivos da superfície do solo escavado não devem ser permitidos, especialmente quando houver prédios vizinhos muito próximos da borda da escavação. Se houver sinais de instabilidade do muro é essencial construir uma berma temporária e o comprimento exposto deve ser coberto com concreto projetado (figura 2.4).

Tabela 2.1 Tipos de solos e altura de escavação (Gässler, 1990)

Tipo de solo	Altura de escavação (m)
Silte	1,2 a 2,0
Argila	1,5 (normalmente adensada)
	2,5 (pré-adensada)
Areia	1,2 (medianamente densa com cimentação)
	1,5 (densa com cimentação)
	2,0 (cimentada)
Pedregulho	0,5 (com coesão aparente)
	1,5 (cimentado)

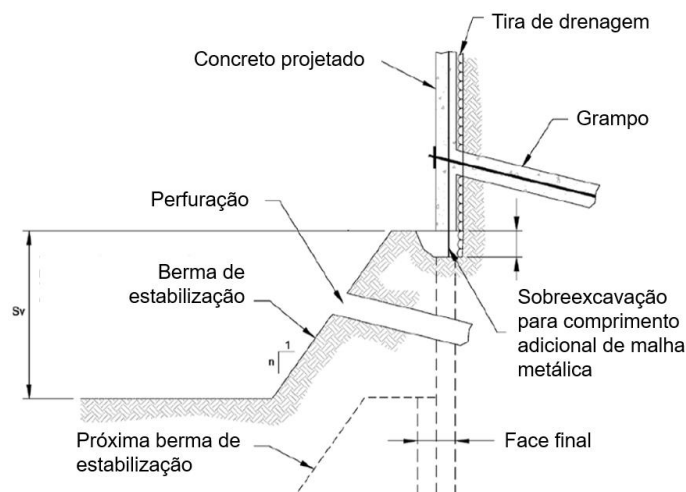


Figura 2.4. Suporte para escavação com berma estabilizadora (adaptado de Lazarte et al., 2015)

➤ Perfurado

Os furos para a instalação dos grampos são executados por diferentes métodos de perfuração, destacam-se a perfuração rotativa, percussão e percussão rotativa. A

seleção do método depende das condições específicas do solo a serem encontradas e a disponibilidade local do equipamento. O método escolhido não deve causar “mineração” no solo ou cavar excessivamente, por outro lado, a perfuração das linhas superiores deve evitar a elevação excessiva da superfície do solo (Lazarte et al., 2015).

➤ Instalação dos grampos

Os grampos podem ser instalados horizontalmente ou inclinados em relação à horizontal com ângulos entre 5 e 20 graus e em diferentes configurações, como mostrado em detalhe na figura 5. A figura 5a, apresenta o caso de muros com paramento vertical, onde a porca e a placa de apoio permitem a aplicação de um pequeno carregamento de 5 kN para garantir o contato solo-concreto-projetado. No caso da figura 2.5b, é empregado em taludes inclinados com grampos de pequeno diâmetro (menor a 20 mm), a extremidade do grampo é dobrada para a fixação ao revestimento (Ortigão e Sayão, 1999).

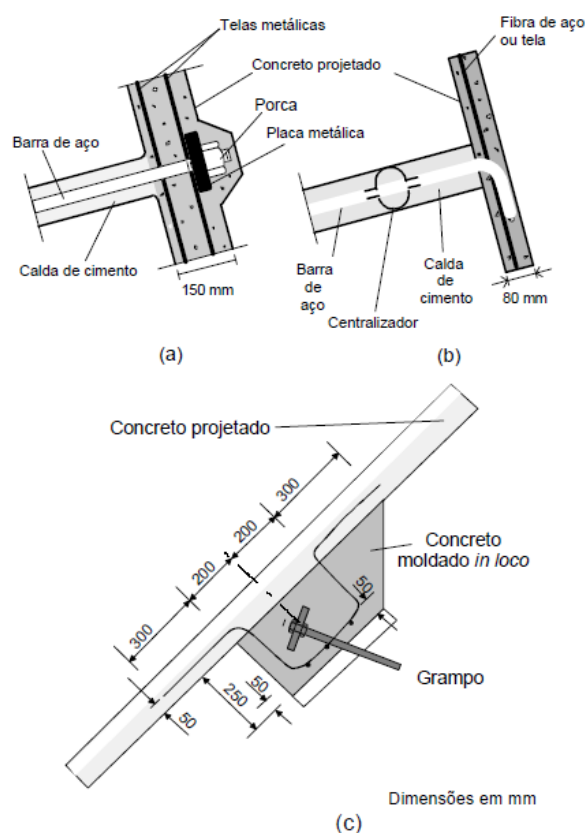


Figura 2.5 - Detalhe da cabeça dos grampos: (a) $\phi_{aço} \geq 20\text{mm}$; (b) $\phi_{aço} < 20\text{mm}$; (c) extremidade embutida no terreno (Ortigão e Sayão, 1999)

➤ Instalação de drenagem

Na presença do lençol freático, devem ser previstos sistemas de drenagem para proteger a estrutura, através de drenos horizontais curtos para interceptar a água antes de atingir a face. Além disso, um tapete de drenagem pode ser colocado em tiras verticais entre as cabeças dos grampos com o mesmo espaçamento horizontal, instalado contra a face antes de projetar o concreto para permitir a drenagem atrás da face. As tiras devem ser colocadas com o lado do filtro geotêxtil contra o solo e sobrepostos do núcleo e do filtro geotêxtil, de modo que o fluxo e a drenagem da água não sejam impedidos. Essas tiras são estendidas até a base do muro segundo o avanço das linhas de escavação e conectadas diretamente a um dreno de apoio ou a furos que penetram a face final (Byrne et al., 1998).

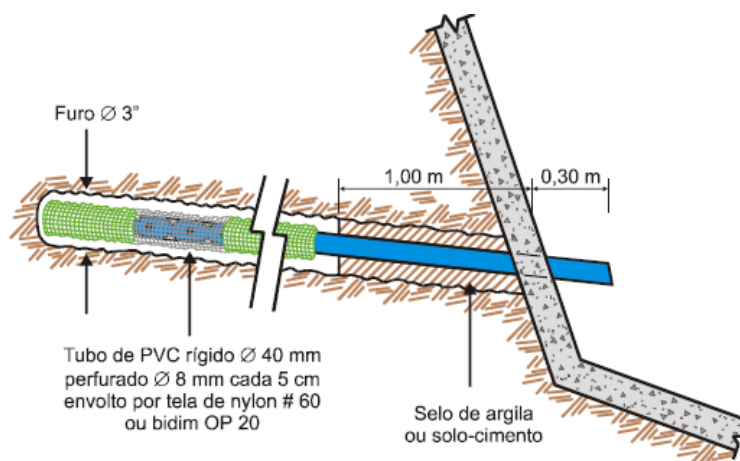


Figura 2.6. Detalhe do dreno profundo (Solotrat Engenharia Geotécnica, 1999)

Podem ser utilizados drenos profundos sub-horizontais com tubos de plásticos drenantes de 40 a 50mm de diâmetro, em furos de 60 a 100mm e inclinados entre 5 a 10° (figura 2.6), recomenda-se seu uso em obras de solo grampeado temporárias. Além de drenos verticais, podem ser instaladas como drenagem superficial, outros tipos de drenos denominados barbacãs, esse tipo de dreno é construído a través de uma escavação de 40x40x40cm preenchida com material arenoso com um tubo de PVC drenante, desde o interior para fora do revestimento de concreto projetado com inclinação descendente, como mostrado na figura 2.7.

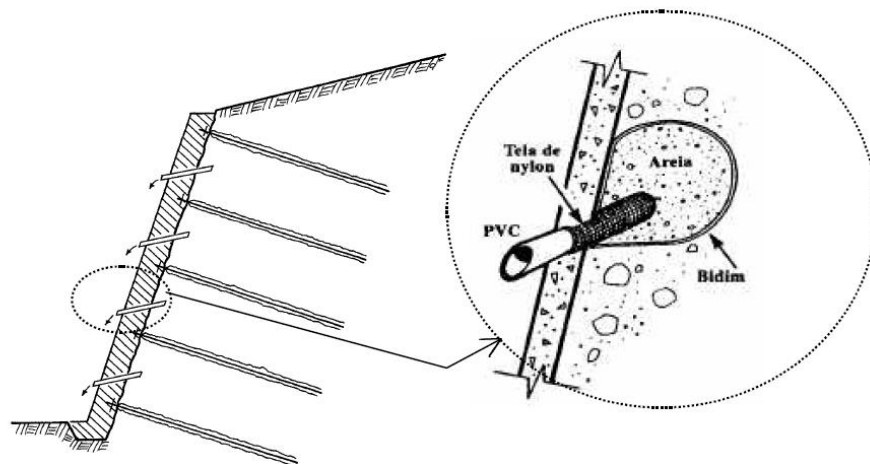


Figura 2.7. Drenagem superficial (Lima, 2002 adaptado de ABMS/ABEF, 1999)

➤ Construção da face inicial

Para a face inicial usualmente é executado um revestimento de concreto projetado com uma espessura comum entre 3 a 4 polegadas. Uma das funções do concreto projetado é de fornecer uma camada contínua sobre a face escavada e preencher as irregularidades. Essa camada inicialmente cobre o solo exposto com exceção de uma faixa estreita na parte inferior do nível de escavação para expor a porção mais baixa da malha metálica para o amarre do seguinte nível.

Existem dois tipos de métodos de concreto projetado: via seca e via úmida. No método de via seca, o agregado e o cimento são misturados a seco no bico de projeção enquanto a água da mistura é adicionada. Essa adição de água permite ajustar a plasticidade do concreto projetado no bico de projeção, se for necessária. Além disso, podem ser adicionados aditivos na mistura, sendo os mais comuns os aceleradores de pega. Por outro lado, no método de via úmida o agregado, o cimento, a água e os aditivos são misturados em uma planta de batelada e transportados para uma bomba hidráulica. O fluido misturado é aplicado a través de ar comprimido a velocidades maiores do que a do método seco (Lazarte et al., 2015). O método apresenta as seguintes vantagens:

- A mistura úmida oferece uma produção um pouco maior de concreto projetado, tipicamente 1,7 a 2,3 m³ / hora versus 1,15 a 2,3 m³ / hora para a mistura seca;

- A perda de material do concreto projetado para uma mistura úmida geralmente é de apenas 5%, em comparação com 15% para uma mistura seca;
- Não há necessidade de adicionar água no bico de projeção, como no caso de uma mistura seca, portanto, é menos dependente da experiência do operador do bico;
- Utiliza um fator água/cimento próxima a 0,4 e produz quase a mesma qualidade de mistura, embora atinja uma resistência à flexão ligeiramente maior.

Usualmente o revestimento inicial de concreto projetado é reforçado com uma malha metálica, a seção transversal e a abertura da malha vai depender dos requisitos estruturais, da capacidade de cisalhamento por flexão e perfuração, e restrições de construtibilidade (figura 2.8).



Figura 2.8. Reforço com malha metálica e barras (Lazarte et al., 2015)

➤ Construção dos níveis subsequentes

A sequência construtiva da escavação, que inclui a instalação dos grampos, da drenagem e estabilização da face são repetidas até alcançar o último nível de escavação projetada. A camada de concreto projetado pode ser colocada em cada estágio de escavação antes da instalação dos grampos, especialmente quando ocorram situações de instabilidade superficial da face do talude exposto.

➤ Construção da face final

Para a construção da face final do muro, pode-se executar uma face de concreto moldado *in situ*, para fornecer durabilidade estrutural ao longo prazo, usualmente é aplicado em obras de transporte com muros permanentes. A face de concreto moldado é geralmente fixada estruturalmente às cabeças dos grampos com pregos soldados nas placas de apoio. Dependendo das condições de obra, a face final também pode considerar uma segunda camada de concreto projetado ao final da escavação final. De maneira alternativa, painéis de concreto pré-fabricados também podem ser utilizados como parte do revestimento final dos muros grampeados (Byrne et al., 1998). Algumas aplicações típicas para muros de solo grampeado de tipo temporária e permanente em obras de estabilização de taludes, alargamentos de estradas e outros, são mostrados na figura 2.9.

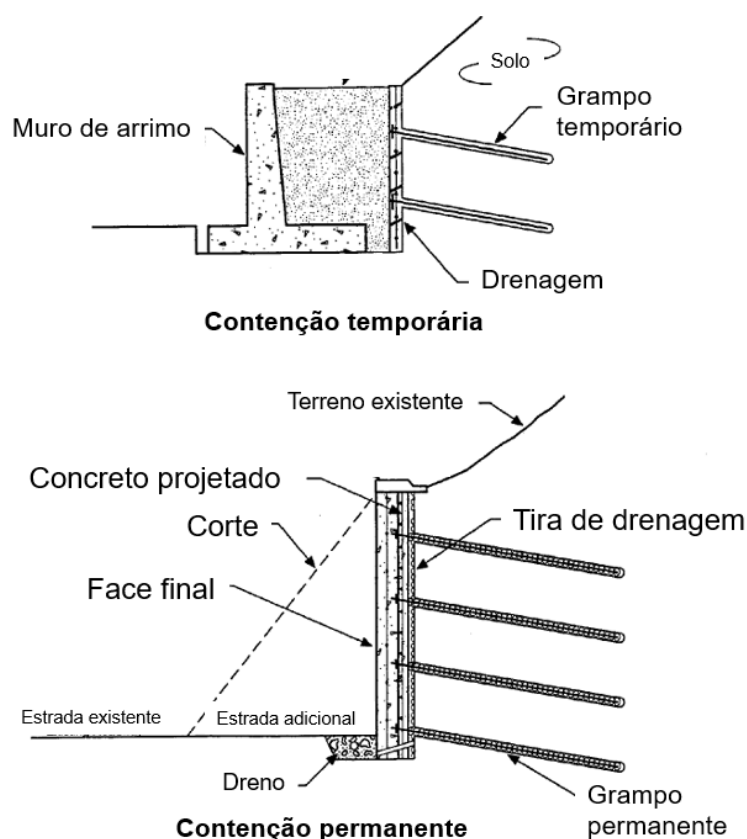


Figura 2.9. Cortes de taludes com muros permanentes e temporários (adaptado de Byrne et al., 1998)

2.1.3. Vantagens e limitações

A técnica de solo grampeado, nos últimos anos conseguiu boa aceitação no mercado, junto com a experiência obtida desde as décadas de 70 e 80, e os ótimos resultados conseguidos, considera-se uma boa opção para a estabilização de taludes e outras aplicações, devido as seguintes vantagens técnicas (Juran e Elias, 1991).

- Processo de instalação rápido e flexível dos grampos e do revestimento de concreto projetado. A instalação é simultaneamente à escavação;
- Uso de elementos estruturais leves e relativamente baratos;
- Maior flexibilidade na adaptação no local e geometria da estrutura às condições do local e perfil do solo;
- Equipamento de construção leve usado para perfuração ou penetração por vibração e gravidade, para maior facilidade em locais de difícil acesso;
- A técnica usa um grande número de grampos, portanto, a falha de qualquer grampo não afeta negativamente a estabilidade do sistema;
- Em terrenos heterogêneos com blocos, solos densos de pedregulho ou rocha dura, a perfuração de pequeno diâmetro para solo grampeado é mais viável e econômica do que a instalação de estacas para contenção de solos;
- Fornecem um grau relativamente alto de amortecimento estrutural e, portanto, podem ser adaptadas para construção em regiões sísmicas.

Tem-se a seguir algumas das limitações mais relevantes da técnica:

- Possíveis deslocamentos da própria natureza da técnica, particularmente importante em áreas urbanas com estruturas vizinhas. Pode-se adotar soluções mistas como a combinação de grampos e tirantes protendidos;
- Limita-se a solos sem lençol freático ou protegidos por uma redução no nível do lençol freático com rebaixamento permanente;
- O uso pode ser difícil em certas condições do solo, solos contendo bolsões de água ou uma grande quantidade de argila onde o teor de umidade pode aumentar após a construção;
- Não recomendado para aplicações permanentes a longo prazo em solos sensíveis e expansivos;

- Considerações de durabilidade podem impor severas limitações ao uso de inclusões metálicas em ambientes agressivos e solos corrosivos;
- Em solos com baixa resistência ao cisalhamento, pode ser necessária uma densidade muito alta de inclusões;
- Tendência de alta perda de solo devido à técnica de perfuração, particularmente em solos de grão grosso.

2.1.4.

Tipo de grampos

2.1.4.1.

Grampos injetados

Os grampos injetados são usualmente compostos de barras de aço com diâmetros entre 15 a 46 mm e tensão de fluência de aproximadamente 60 ksi. Dependendo do tipo de solo, os grampos podem ser instalados com espaçamentos vertical e horizontal tipicamente entre 1 a 3m, em furos com diâmetros entre 10 a 15 cm, sendo cimentadas (fator água-cimento de 0,4 a 0,5:1,0) por gravidade ou sob baixa pressão. Alternativamente, utilizam-se barras com nervuras que melhoram a aderência da nata de cimento com o grampo, usando tubos perfurados especiais que permitem a injeção do fluido através da inclusão (Juran e Elias ,1991).

O processo de perfurado geralmente é realizado utilizando água ou ar comprimido. É desaconselhado o uso de lama bentonítica devido à potencial redução do atrito entre o solo e o reforço (Bruce e Jewell, 1986). O furo é preenchido com o fluido usando um tubo denominado de “tremie”, esse tubo é inserido no fundo do furo, sendo injetado até preencher o furo. A técnica de cimentado por gravidade geralmente fornece uma aderência suficiente para que a metodologia de solo grampeado seja desenvolvida de forma adequada. No entanto, quando não haja condições do solo adequadas, podem ser necessárias forças de aderência maiores para manter os comprimentos dos grampos a valores coerentes. Em solos granulares ou rochas fraturadas, podem ser obtidos valores altos de aderência, injetando o fluido sob pressões baixas (Lazarte et al., 2015). Na figura 2.10, pode-se observar uma seção típica de um grampo injetado.

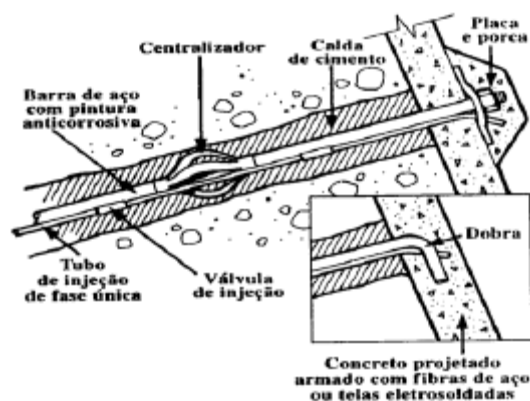


Figura 2.10. Detalhes dos grampos injetados (ABMS/ABEF, 1999)

Na extensão do comprimento das barras, geralmente são instalados uns elementos chamados de centralizadores (figura 2.10), que têm a função de evitar o contato do elemento de reforço com o solo. Deve-se garantir que o grampo esteja centrado e cimentado ao longo do seu comprimento.

O grampo instalado no furo deve manter suas características de resistência na sua vida útil, embora a nata de cimento forneça um nível proteção contra a corrosão, o elemento metálico deve ser protegido através de um tratamento anticorrosivo adequado, utilizando resinas epóxicas, ou proteção eletrolítica, como mostrado na figura 2.11.



Figura 2.11. Grampos com revestimento epóxico cinza e roxo (esquerda) e parcialmente encapsulados por revestimento ondulado (direita), DYWIDAG-Systems International (Lazarte et al., 2015)

2.1.4.2. Grampos cravados

Os grampos cravados utilizados tradicionalmente na França e na Alemanha, consistem em barras de aço com diâmetros entre 15 a 46 mm e tensão de fluência de aproximadamente 50 ksi. São elementos normalmente espaçados entre 2 a 4

barras por metro quadrado, criando uma massa de solo reforçada homogênea. Geralmente são instalados com inclinação, através de um martelo pneumático ou hidráulico de vibropercussão sem perfuração preliminar, que permite uma instalação rápida e econômica, conseguindo instalar 4 a 6 barras por hora. Por outro lado, limita-se a barras de máximo 20 m de comprimento, além disso, não são recomendadas para se instalarem em solos heterogêneos, devido à presença de matacão que pode interferir a cravação (Juran e Elias ,1991).

Estas são algumas aplicações e considerações para grampos cravados:

- Para estabilização temporária das encostas do solo;
- Os grampos são cravados na face da encosta durante a escavação;
- O método de grampo cravado é consideravelmente rápido;
- Não fornece proteção contra corrosão;
- Não pode ser utilizado na presença de pedregulhos e no caso de argilas como as porosas de São Paulo e Brasília, pois o atrito resultante é muito baixo (Ortigão e Sayão, 1999);
- Não pode ser utilizado em solos muito resistentes, como os saprolitos de granito e gnaisses, pela dificuldade de cravação nessas condições (Ortigão e Sayão, 1999).

2.1.4.3.

Grampos por vibropercussão

É uma técnica desenvolvida por Louis (1986), que combina o perfurado por vibropercussão e a injeção de nata de cimento de alta pressão (maior a 20 MPa). Os grampos são instalados utilizando um martelo de vibropercussão de alta frequência e a nata de cimento é injetada durante a instalação simultaneamente. O fluido é injetado pelo interior de um canal longitudinal de menor diâmetro com uma alta pressão capaz de causar fraturamento hidráulico no solo circundante, no entanto, pressões menores (4 MPa) têm sido usadas com sucesso em solos granulares. A técnica permite a recompactação e melhora das propriedades do solo circundante, dado que, aumenta a resistência ao arrancamento da inclusão (Juran e Elias ,1991).

2.1.5. Ensaio de arrancamento

O principal objetivo dos ensaios de arrancamento é determinar a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s), esse parâmetro é de grande importância para o desenvolvimento de projetos em muros de solo grampeado. Para poder calcular esse parâmetro existem diferentes métodos que podem ser aplicados:

- Correlações empíricas e gráficos;
- Ensaio de arrancamento;
- Métodos de resistência não drenada (para solos coesivos);
- Métodos de tensões efetivas (para solos granulares e coesivos);
- Ensaio com pressômetro.

O ensaio de arrancamento consiste em aplicar pequenos incrementos de cargas de tração na cabeça do grampo, através de um macaco hidráulico até provocar um movimento de cisalhamento entre o solo e o grampo. Esses incrementos estão restringidos a aplicações de 20% da carga máxima esperada, e devem ser realizados aguardando-se pelo menos 30 minutos para a estabilização das deformações. A carga é mantida constante e os deslocamentos são lidos em intervalos de 0, 1, 2, 4, 8, 15 minutos (GeoRio, 2014).

O procedimento de instalação deve ser o mesmo que os grampos executados na obra, sugere-se que o grampo de ensaio seja superdimensionado para atingir preferencialmente a ruptura na interface solo-grampo. O cálculo da carga máxima do ensaio (T_{max}) é estimada usando a equação 1.

$$T_{max} = 0,9f_y A_s \quad (1)$$

Onde:

f_y : tensão de escoamento do aço

A_s : área da seção transversal útil da barra.

Conhecido o valor de T_{max} , a estimativa do valor do q_s , pode ser calculado através do ensaio de arrancamento usando a equação 2:

$$q_s = \frac{T_{max}}{\pi * \phi_{furo} * L_a} \quad (2)$$

Onde:

q_s = resistência ao atrito no contato solo-grampo;

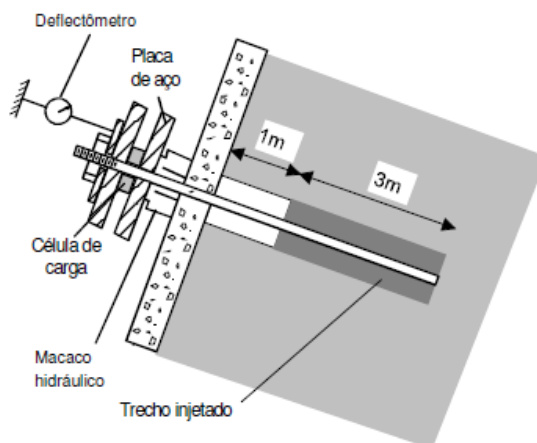
T_{max} = força normal máxima (carga que leva ao grampo à ruptura por atrito);

ϕ_{furo} = diâmetro do furo;

L_a = comprimento injetado do grampo;

$$T_{max} \leq T'_{max}$$

Ortigão e Sayão (1999), apresentam considerações mínimas para executar os ensaios de arrancamento, eles comentam que deve ser realizado durante a obra em pelo menos dois grampos ou em 1% da quantidade total dos grampos para que sejam confirmados os valores específicos em projeto. Por outro lado, é recomendado que os grampos de sacrifício sejam instalados no solo onde é necessário estimar a interação entre o solo e o grampo ou onde houver diferenças de materiais (Clouterre, 1991). Na figura 2.12, pode-se observar o esquema de um ensaio de arrancamento.



1Figura 2.12. Ensaio de arrancamento (Ortigão e Sayão, 1999)

2.1.6.

Mecanismos e comportamento de Taludes Grampeados

O mecanismo fundamental do sistema de contenção grampeado é o desenvolvimento de forças de tração nos reforços passivos, como resultado da resistência que o sistema de reforços e a face oferecem aos deslocamentos laterais. O deslocamento da zona reforçada está associado à remoção do suporte lateral segundo o prosseguimento da escavação após a instalação dos grampos em cada nível de reforço. Os grampos de preferência devem ser orientados na direção da tensão máxima de tração, de modo que as cargas de tração sejam as mais influentes.

A principal causa do desenvolvimento das cargas dentro dos grampos, é o resultado da interação do atrito na interface solo/grampo e também da interação solo/estrutura entre a face e o solo, de acordo com o desenvolvimento de forças de tração, especificamente na conexão entre a cabeça e a face. A máxima força de tração dentro de cada grampo se desenvolve dentro do corpo do solo reforçado a uma distância da face que depende da localização vertical do grampo dentro do muro (Byrne et al., 1998).

A linha que passa pelos pontos de tensão máxima dentro de cada grampo, divide a massa de solo em duas zonas, a “zona ativa” e a “zona passiva” (figura 2.13). Durante a ruptura, a zona ativa tende a se deformar resultando em um deslocamento axial nos grampos colocados no plano de deslizamento, gerando o desenvolvimento de forças de tração na zona passiva, que resistem o movimento da zona ativa. Consequentemente, essa força de tensão causa o incremento da força normal ao plano de deslizamento e reduz a força de cisalhamento. Os grampos são engastados na zona passiva, a qual resiste o arrancamento do talude através do atrito entre a barra e o solo (Budania e Arora, 2016).

A função dos reforços passivos é de amarrar a zona ativa à zona passiva. A fim de atingir a estabilidade, os grampos devem dispor de uma resistência à tração suficiente para fornecer a força de suporte para estabilizar o bloco ativo. Por outro lado, os grampos devem ter um comprimento adequado na zona passiva para evitar a ocorrência de falha por arrancamento.

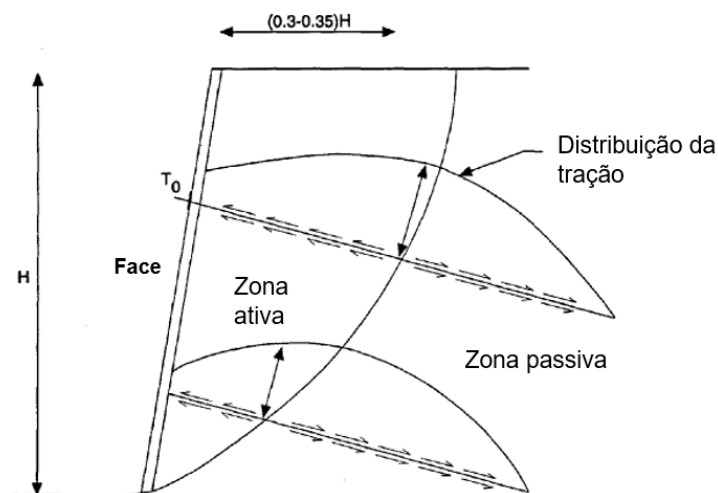


Figura 2.13. Comportamento conceitual do solo grampeado (Adaptado de Byrne et al., 1998)

2.1.6.1. Interação solo-grampo

A interação entre os grampos, o solo e o revestimento ainda está longe de ser totalmente entendida, devido a que as forças de tração são redistribuídas ao longo dos grampos. O valor da resistência ao atrito no contato solo-grampo (q_s) não é uniforme na interface (figura 2.14a) e muda de direção ao longo do comprimento (Lazarte et al., 2015). Observa-se que a força de tração é desenvolvida ao longo do elemento (figura 2.14c), a localização da força máxima (T_{MAX}) pode estar cerca da superfície crítica de deslizamento (quando a tensão cisalhante na interface solo/grampo é nula), mas geralmente não coincide (figura 2.14b).

A experiência indica que essa não uniformidade do valor do q_s ao longo do comprimento, depende da rigidez de descarga do solo, do campo de tensão inicial, da localização vertical do grampo, do comprimento, da inclinação em relação à horizontal, da rigidez à tração do grampo, da rigidez da interface solo/grampo, entre outros fatores. Byrne et al., (1998), mencionam que o equilíbrio local de uma seção de reforço no solo mostra que, a taxa de variação da tensão ao longo do comprimento do grampo é equivalente à força de cisalhamento mobilizada por unidade de comprimento naquele ponto, sendo expressada matematicamente como:

$$dT/dL = \pi * D_{DH} * q_s = Q \quad (3)$$

Onde:

dT = variação da força de tração do grampo ao longo do comprimento dL ;

D_{DH} = diâmetro externo do furo do grampo (barra de aço e nata de cimento);

q_s = resistência ao atrito no contato solo-grampo;

Q = força de cisalhamento mobilizada por unidade de comprimento do grampo (resistência ao arrancamento).

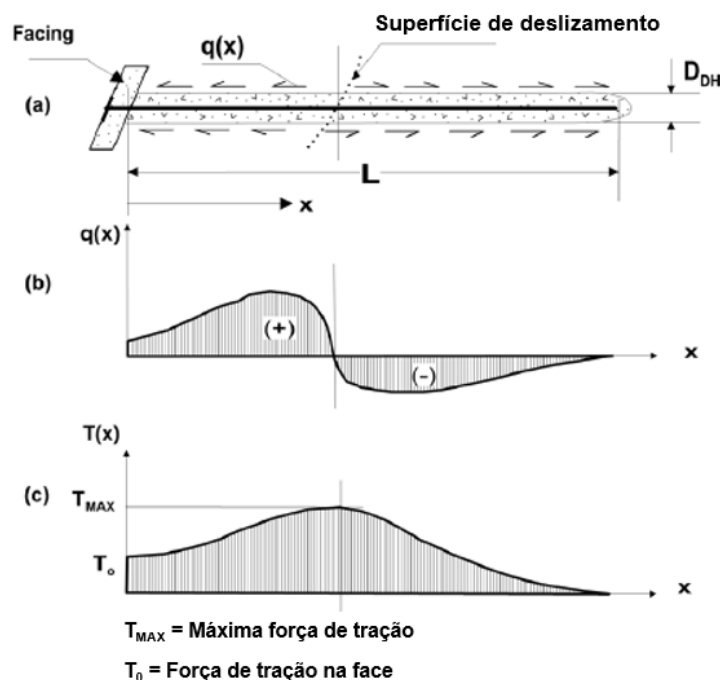


Figura 2.14. Mecanismo de transferência de tensão nos grampos: (a) layout básico do solo; (b) distribuição esquemática das tensões de cisalhamento na interface solo/grampo; (c) distribuição esquemática das forças de tração resultantes (Lazarte et al., 2003)

Diferentes ensaios de arrancamento, demonstraram que deslocamentos relativos da ordem de 1 a 2 mm, são geralmente suficientes para alcançar a resistência máxima ao arrancamento (Q). Os reforços não devem apenas ser suficientemente resistentes para evitar a falha por tração, e a resistência última ao arrancamento suficientemente alta para impedir a extração dos grampos, assim como também os grampos e a interface solo/grampo devem ser suficientemente rígidos para garantir que as cargas no reforço sejam desenvolvidas sem deformações excessivas.

2.1.6.2. Correlações empíricas

A estimativa da resistência ao atrito no contato solo-grampo (q_s), é baseada geralmente em fórmulas empíricas derivadas dos resultados da experiência de campo. Na literatura existem diferentes resultados de correlações empíricas como produto de ensaios de arrancamento de campo, desenvolvidos por Bustamante (1975), Ostermayer (1974), Fujita et al., (1977), Ostermayer e Sheele (1977), Koreck (1978), Jones e Turner (1980), Jones e Spencer (1984), entre outros, um dos mais conhecido é o trabalho de Bustamante e Doix (1985). Os pesquisadores, apresentam uma relação entre o valor de q_s , com a pressão limite do pressiômetro Ménard (p_1) e com o valor do SPT, como produto de ensaios de arrancamento em ancoragens com injeção única (IGU) e de vários estágios de injeção (IRS), com tubo de injeção e válvula manchete (figura 2.15).

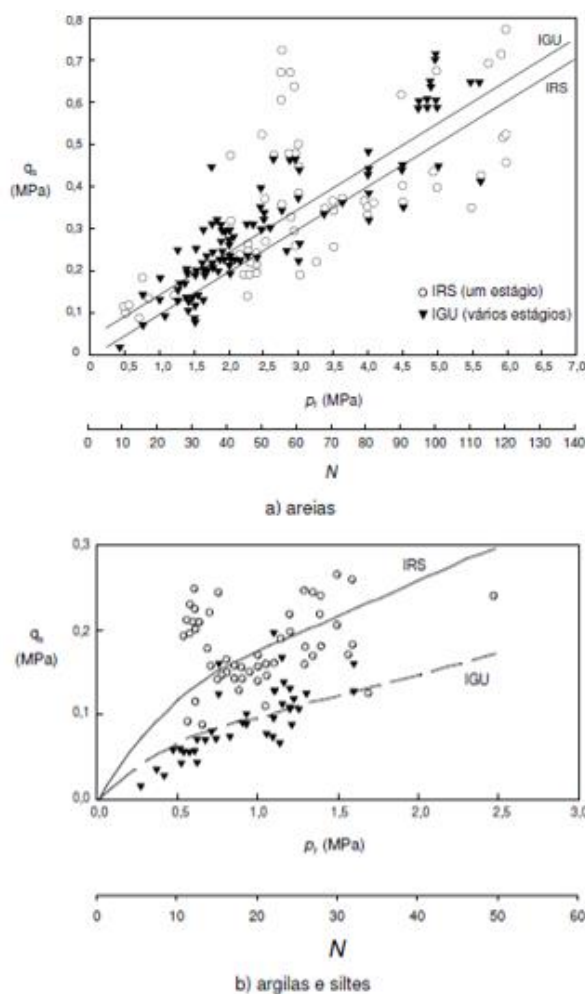


Figura 2.15. Correlação entre resistência ao arrancamento q_s (Bustamante e Doix, 1985)

A estimativa do diâmetro efetivo do grampo ϕ_{furo} é difícil de calcular, esse parâmetro depende por uma parte da porosidade do solo e da permeabilidade da nata de cimento de injeção. No entanto, pode ser estimado utilizando um fator de correção (α_d) proposto por Bustamante e Doix (1985), para permitir a expansão diametral devido à alta pressão de injeção. Considerando o tipo de injeção IGU, o valor do fator de correção (α_d) varia de 1,1 (rochas intemperizadas, argilas siltosas e areias finas) a 1,4 (solos granulares altamente dilatantes), enquanto para o tipo de injeção IRS varia de 1,4 (solos granulares e rochas intemperizadas) a 1,8 (argilas duras). Na tabela 2.2, pode-se observar a lista de valores de (α_d).

Tabela 2.2. Valores do fator de correção α_d para areias e pedregulhos de Bustamante e Doix (1985)

Tipo de solo	Fator α_d		Volume mínimo de grout V_i
	IRS*	IGU**	
Pedregulho	1.8	1.3 - 1.4	1.5 V_b
Pedregulho arenoso	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 V_b
Areia com pedregulho	1.6 - 1.8	1.2 - 1.3	1.5 V_b
Areia grossa	1.5 - 1.6	1.1 - 1.2	1.5 V_b
Areia média	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_b
Areia fina	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_b
Areia siltosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 - 2.0 V_b para IRS 1.5 V_b para IGU

V_b : Volume do bulbo do tirante protendido

IRS* : Injeção repetitiva e seletiva com $p_g \geq p_i$, pressão efetiva de injeção maior igual à pressão de injeção

IGU* : injeção global de estágio único com $0,5 p_i < p_g < p_i$

Clouterre (1991), assim como Bustamante e Doix (1985), relacionaram o valor do q_s com a pressão limite do pressiômetro de Ménard (P_1), para solos arenosos, argilosos e pedregulhos, os resultados são mostrados nas figuras 2.16 a 2.18. A tabela 2.3, apresenta algumas considerações desses ensaios.

Tabela 2.3. Correspondência entre as cartas, os solos e as técnicas de construção (Clouterre, 1991)

Solos	Gráficos correspondentes	Técnicas de construção		
		Injetado por gravidade	Injetado a baixa pressão	Cravado
Areia	Figura 2.16	S1	-	S3
Argila/Silte	Figura 2.17	G1	G2	G3
Pedregulho	Figura 2.18	A1	-	-

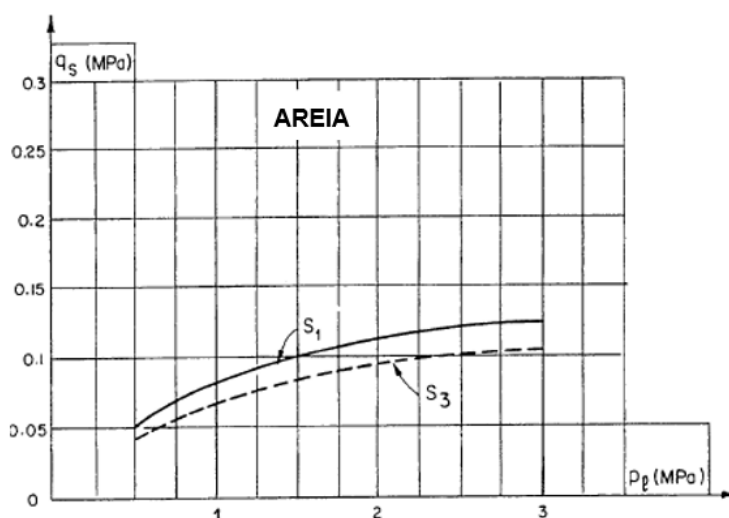


Figura 2.16. Gráfico para estimar o q_s da areia (Clouterre, 1991)

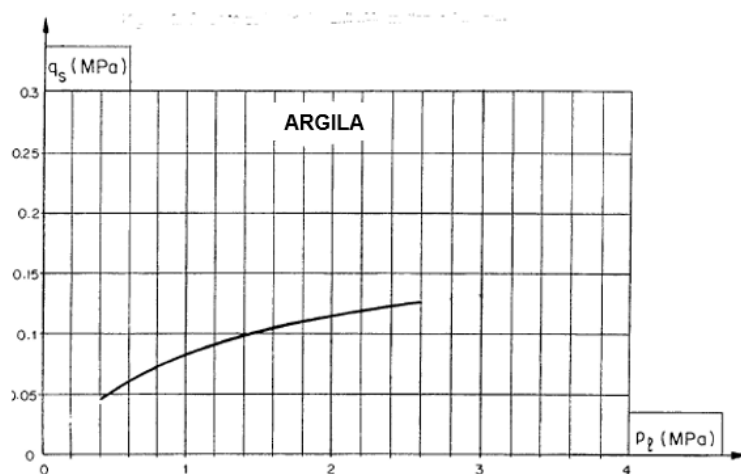


Figura 2.17. Gráfico para estimar o q_s da argila (Clouterre, 1991)

No Brasil, Ortigão (1997) realizou ensaios de arrancamento em grampos injetados sem pressão no Rio de Janeiro, São Paulo e Brasília. Os resultados mostrados na figura 2.19, apresentam relativa dispersão devido as diferentes técnicas utilizadas para os ensaios. O autor propõe a seguinte relação para estimar o q_s :

$$q_s = 50 + 7,5 N_{SPT} \quad (4)$$

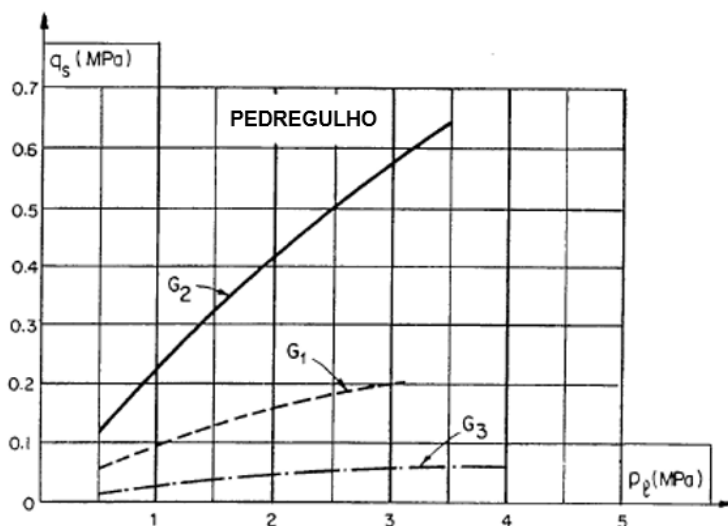


Figura 2.18. Gráfico para estimar o q_s do pedregulho (Clouterre, 1991)

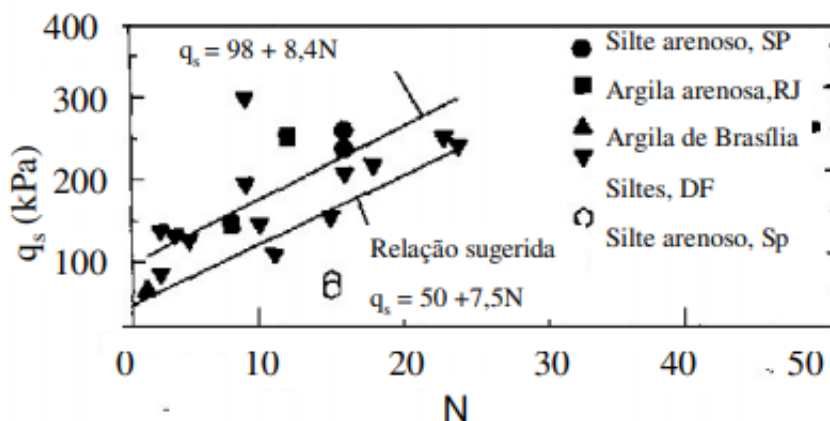


Figura 2.19. Correlação entre o q_s e o NSPT (adaptado de Ortigão, 1997)

Ortigão et al. (1997), com base nos resultados obtidos por Ortigão (1997), sugeriram algumas novas propostas de correlação, mostrada na figura 2.20. Outros valores de ensaios em siltes arenosos de São Paulo realizados pela GeoRio (Ortigão e Sayão, 1999), foram adicionados. Esses valores estão localizados muito abaixo da curva de correlação.

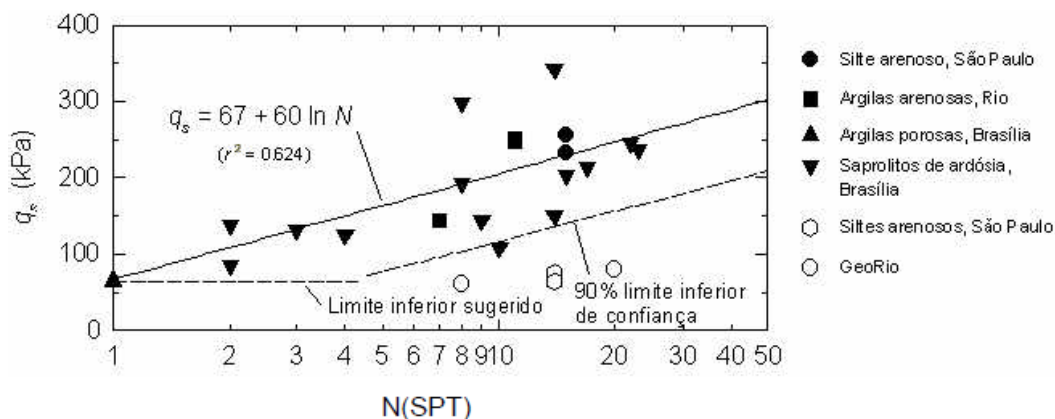


Figura 2.20. Correlação entre o q_s e o NSPT (Ortigão e Sayão, 1999)

2.1.6.3.

Distribuição de Tensões e Deformações nos Grampos

Durante a construção de um sistema de contenção grampeado, as tensões nos grampos são desenvolvidas progressivamente segundo o processo de escavação após a instalação. Diferentes experiências de construção mostraram que a maioria das cargas de tração nos grampos são desenvolvidas dentro de qualquer grampo durante as três primeiras etapas de escavação após a instalação dos reforços. Os grampos na parte inferior do muro usualmente são menos carregados no final da construção, pois, há insuficiente deslocamento do solo nessa zona para poder desenvolver completamente as forças de cisalhamento da interface solo/grampo. Essa linha inferior é completamente descarregada após o final da construção, pois é instalada na última etapa de escavação e pode desenvolver tensões somente por causa de deslocamentos de longo prazo no solo (Byrne et al., 1998).

Em cada etapa escavação em um sistema com várias linhas e faceamento vertical, o efeito de alívio de tensões aumenta a instabilidade da zona potencial de deslizamento, produzindo-se a mudança da distribuição das cargas em cada grampo (figura 2.21). Observa-se nitidamente que no final da construção, os maiores deslocamentos ocorrem no topo do talude. A mobilização da resistência ao arrancamento é maior nos grampos superiores, já que são os primeiros elementos instalados e essa mobilização aumenta em cada avanço das etapas de escavação.

Lazarte et al. (2015) mencionam que os subsequentes deslocamentos laterais produzidos pelas seguintes fases de escavação até o último nível provocam o aumento da tensão de cisalhamento ao longo da interface solo/grampo e o aumento

das forças axiais nos grampos intermediários e grampos inferiores, onde provavelmente a força máxima será atingida na fase final da escavação. Esse aumento do deslocamento, pode provocar que as cargas nos grampos superiores sejam novamente distribuídas e poderiam diminuir, pois a contribuição dos grampos superiores na estabilização de uma massa deslizante maior diminui, cada vez que as superfícies críticas de deslizamento se tornam mais profundas. Em alguns casos esses grampos superiores poderiam ser ineficazes, no entanto, são importantes porque proporcionam estabilidade local.

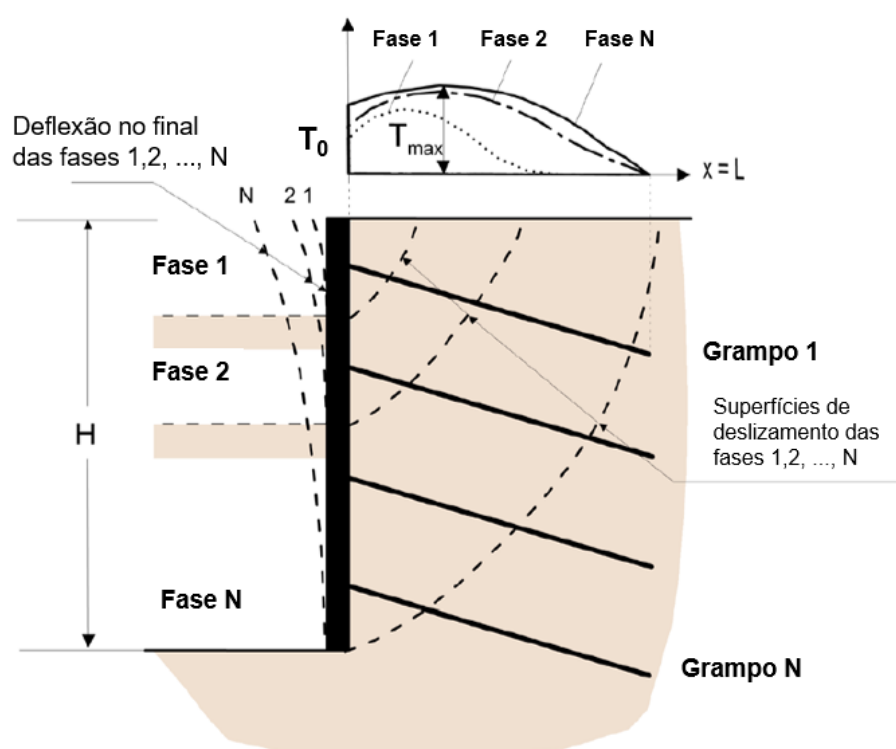


Figura 2.21. Superfícies de deslizamento potenciais e forças de tração (adaptado de Lazarte et al., 2015)

Lazarte et al., (2015), citando a Plumelle et al. (1990) e Holman e Tuozzolo (2009), mencionam que as forças nos grampos poderiam ter um aumento moderado ao redor de um 15 %, após o final da construção a longo prazo. Esses aumentos nas forças são atribuídos principalmente à fluência do solo e ao relaxamento da tensão.

2.1.6.4. Distribuição da máxima força de tração

As máximas forças de tração nos grampos, desenvolvem-se dependendo do local em que o grampo atravessa a superfície de deslizamento. A localização dessas forças máximas de tração estão próximas a essa superfície, mas não sempre coincide com a superfície crítica de deslizamento obtida pela análise de estabilidade (Lazarte et al., 2003). A localização do valor máximo de tração é bastante dependente da rigidez do grampo, do solo e do revestimento. Na figura 2.22, pode-se observar como são desenvolvidas as forças de tração para a estabilidade para um corte típico de uma estrutura grampeada, a partir desse gráfico indicam-se as seguintes afirmações:

- As cargas mudam de tamanho, de grampo para grampo;
- A localização da carga máxima de tração muda de grampo para grampo;
- A interseção do grampo com a superfície de deslizamento, define o comprimento (L_p), que pode desenvolver a resistência ao arrancamento;
- Como o valor do (L_p) do grampo 1 é pequeno, então a contribuição (T_1) para a estabilidade desse grampo também será pequena;
- As contribuições (T_2 y T_3), são maiores porque os valores de (L_p) são maiores;
- Modelos instrumentados de muros de solo grampeado em larga escala, mostraram que a máxima força de tração na parte superior dos muros ocorre aproximadamente entre $0,3H$ e $0,4H$ atrás do muro;
- A máxima força de tração na parte inferior dos muros ocorre aproximadamente entre $0,15H$ e $0,2H$ atrás do muro.

Para fins de projeto, Lazarte et al. (2003), apresentam um procedimento para calcular a distribuição simplificada das forças de tração em um grampo ao longo do seu comprimento. Esse procedimento simplificado propõe que a força de tração no grampo aumenta com uma taxa constante Q_u (igual à capacidade de arrancamento por unidade de comprimento), atinge um valor máximo T_{max} , e depois diminui com a mesma taxa Q_u para o valor T_0 na cabeça do grampo (figura 2.23).

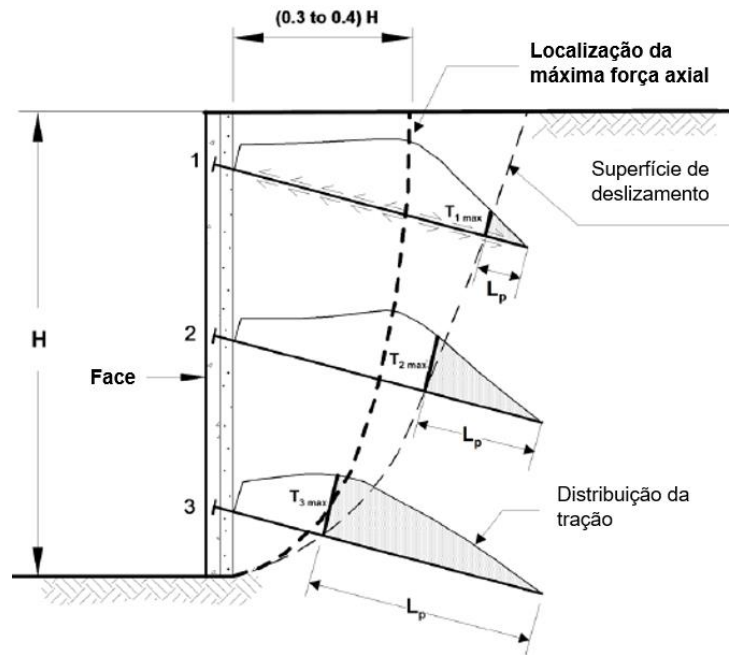


Figura 2.22. Localização das forças de tração máximas nos grampos. Modificado após Byrne et al. (1998)

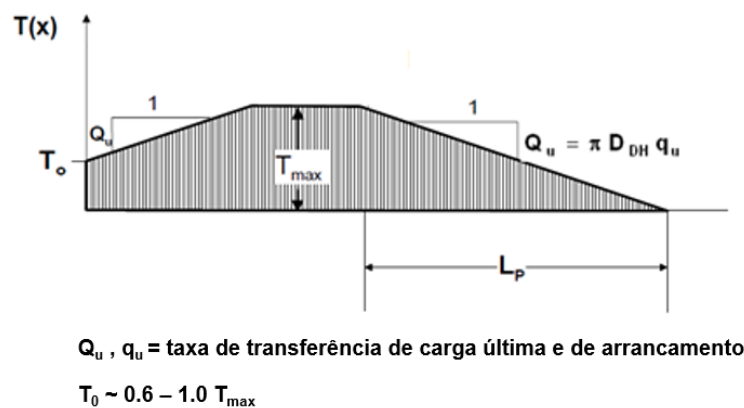


Figura 2.23. Distribuição simplificada da força de tração nos grampos (adaptado de Lazarte et al., 2003)

Para um projeto preliminar os autores propõem o seguinte procedimento, para calcular a distribuição simplificada das força de tração nos grampos e os parâmetros mostrados na figura 2.23:

- Primeiro calcular a resistência ao arrancamento normalizado permissível (μ) através do ábaco do manual da FHWA (2003) ou utilizando a seguinte relação:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{F S_p \gamma S_h S_v} \quad (5)$$

Onde, q_u é a resistência última ao atrito no contato solo-grampo e FS_p é o fator de segurança da resistência ao arrancamento. A tabela 2.4 mostra os fatores de segurança mínimos recomendados para projeto de muros grampeados utilizando o método ASD (Allowable Strength Design).

Tabela 2.4. Fatores de segurança mínimos recomendados para projeto de muros grampeados utilizando o método ASD (adaptado de Lazarte et al., 2003)

Modo de ruptura	Componente resistente	Símbolo	Fatores mínimos de segurança recomendados		
			Sísmico	Estático	
				Temporário	Permanente
Estabilidade externa	Estabilidade global	FS_G	1,10	1,35	1,50
	Deslizamento	FS_{SL}	1,10	1,30	1,50
Estabilidade interna	Resistência ao arrancamento	FS_P	1,50	2,00	2,00
	Resistência à tração	FS_T	1,35	1,80	1,80
Estabilidade da face	Flexão	FS_{FF}	1,10	1,35	1,50
	Punzonado	FS_{FP}	1,10	1,35	1,50

- Calcular a força normalizada t_{max-s} , através do mesmo ábaco para μ (para face vertical e superfície do terreno horizontal) e a relação normalizada de L/H , para $D_{DH}=100$ mm, coesão normalizada $c^*=0,02$ e fator de segurança global $FSG = 1,35$. Se não fosse esse o caso deve-se aplicar fatores de correção (C_{1L} , C_{2L} , C_{3L} , C_{1F} e C_{2F}) ver Lazarte et al., (2003)
- Calcular a máxima carga de projeto no grampo (T_{max-s}) usando o valor corrigido de t_{max-s} , com a seguinte relação:

$$T_{max-s} = t_{max-s} \gamma H S_h S_v \quad (6)$$

- Calcular a força axial na cabeça do grampo (T_0). A partir de estudos em muros experimentais através de medições das forças na cabeça dos grampos, foi proposta a seguinte equação:

$$T_0 = T_{max-s}[0,6 + 0,2(S_{max} - 1)] \quad (7)$$

Onde, S_{max} é o máximo valor entre S_h e S_v .

- Calcular a capacidade de arrancamento por unidade de comprimento (Q_u)

$$Q_u = \pi q_u D_{DH} \quad (8)$$

2.1.6.5.

Deslocamentos na face do solo grampeado

Clouterre (1991), apresentou um dos primeiros experimentos em muros grampeados em larga escala (projeto CEBTP), para mostrar como se desenvolve a mobilização de atrito lateral com o deslocamento. Observou-se que, no caso de um solo arenoso com uma relação entre o comprimento dos grampos e a altura do muro (L/H) igual a 1,1, a área principal de extensão localiza-se a 4 metros do muro. Nessa locação foram obtidos deslocamentos da ordem de 0,3% H , enquanto que, em solos argilosos, a extensão horizontal parece distribuir-se muito mais uniformemente dentro da massa grampeada, como mostrado nas figuras 2.24 e 2.25.

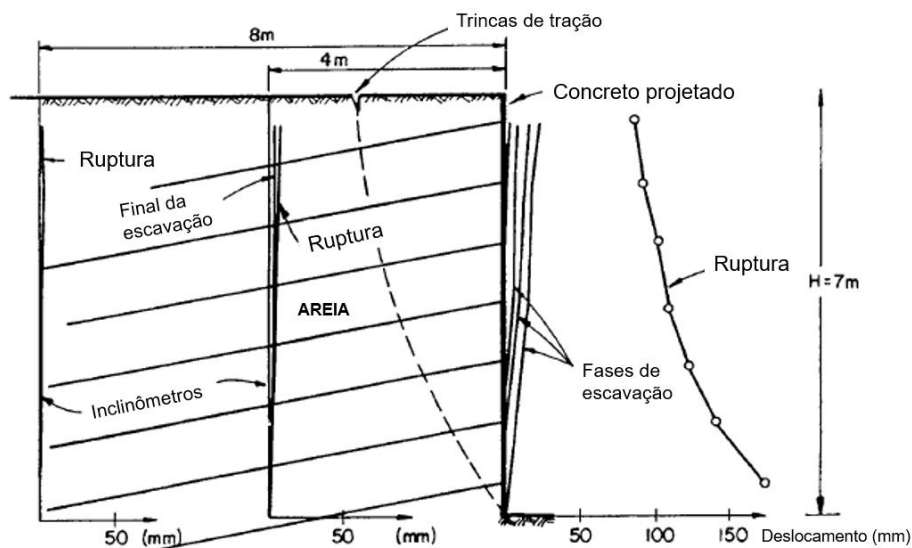


Figura 2.24. Deslocamentos horizontais no primeiro experimento em larga escala do muro grampeado no projeto CEBTP (solo arenoso) (Clouterre, 1991)

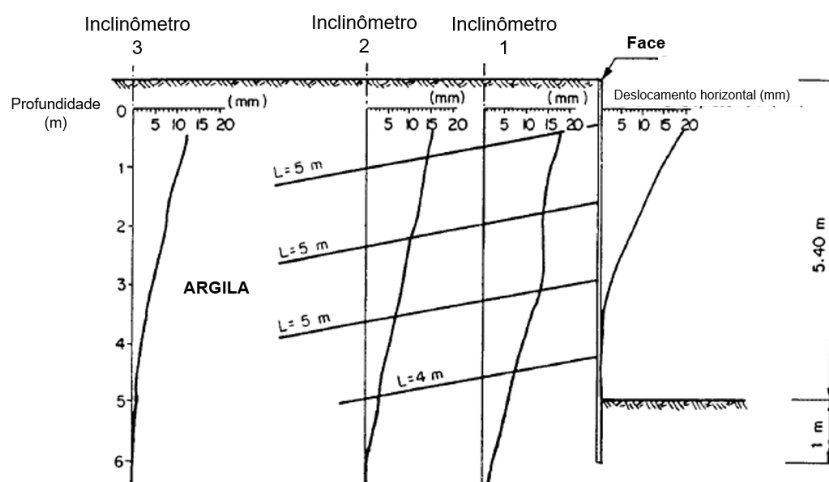


Figura 2.25. Deslocamentos horizontais no muro grampeado do projeto M4 (solo argiloso) (Clouterre, 1991)

Foram realizados vários experimentos e programas de instrumentação em estruturas reais durante o projeto nacional francês Clouterre, para estimar ordens de grandeza da extensão e deslocamentos que poderiam experimentar os muros. A figura 2.26 mostra três parâmetros de deslocamento considerados:

δ_0 : deslocamento horizontal máximo na superfície atrás do muro.

δ_h : deslocamento horizontal máximo no topo próximo à face do muro.

δ_v : deslocamento vertical máximo no topo próximo à face do muro.

O parâmetro λ (figura 2.26), indica a área de influência afetada pela instalação do muro grampeado. Este parâmetro depende do tipo de solo, da inclinação do muro (η), da altura total (H) e de um parâmetro empírico “ κ ”. A tabela 2.5 apresenta alguns valores recomendados de deslocamentos laterais normalizados. A mesma tabela mostra os valores de κ de acordo com os deslocamentos horizontais e verticais máximos, em relação ao tipo de solo, onde λ é definido como:

$$\lambda = \kappa(1 - \tan \eta)H \quad (9)$$

Tabela 2.5. Valores típicos de κ , de deslocamentos verticais e horizontes máximos, com base em resultados empíricos (Clouterre, 1991)

	Solos intermediários (rochas)	Areias	Argilas
$\delta_v = \delta_h$	0,10% H	0,20% H	0,40% H
κ	0,8	1,25	1,50

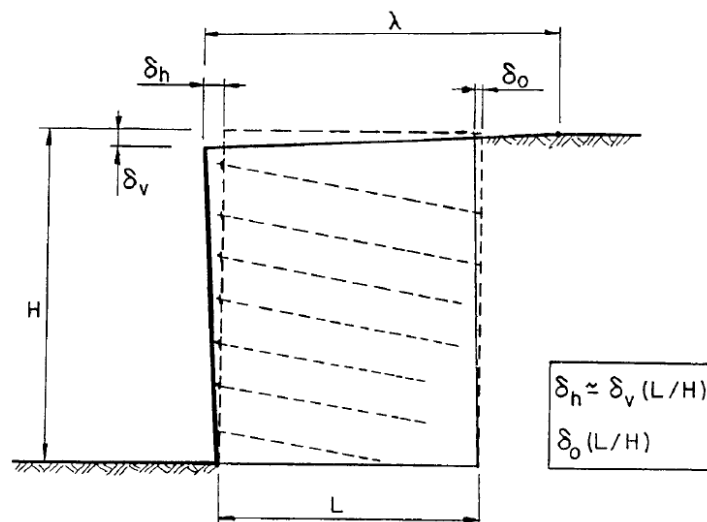


Figura 2.26. Deslocamentos esquemáticos de um muro grampeado (Clouterre, 1991)

Em todos os casos estudados no projeto Clouterre, observou-se que os deslocamentos máximos ocorrem no topo da escavação, sendo o deslocamento horizontal no topo quase igual ao deslocamento vertical. Os resultados dos casos estudados foram refletidos em um gráfico da figura 2.27, esses deslocamentos laterais estão no intervalo entre 0,1% H e 0,4% H, apresentando um comportamento linear. Tem-se a seguir alguns parâmetros que condicionam os deslocamentos:

- Velocidade de construção da estrutura;
- Altura dos incrementos de escavações e espaçamento entre grampos;
- Comprimento dos grampos;
- Fator de segurança global do muro;
- Relação L/H;
- Inclinação dos grampos;
- Capacidade de suporte do solo da fundação da estrutura de solo grampeado;
- Inclinação da parede.

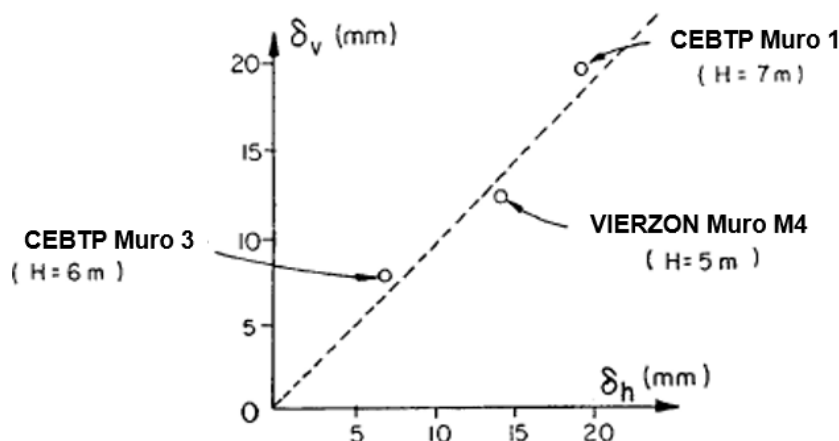


Figura 2.27. Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991)

Os desvios laterais são maiores quando as escavações alcançam maiores profundidades, maiores valores de separação entre os grampos, maior inclinação dos grampos e maiores sobrecargas no topo. Pelo contrário, os desvios laterais serão menores se houver um aumento na inclinação do muro oposto à escavação, se o solo for mais rígido ou se a separação dos grampos diminui. Os deslocamentos horizontais também são influenciados pelos incrementos de escavações, na prática considera-se que a altura crítica em cada etapa da escavação, dependendo do tipo de solo, não deve exceder de 2 metros. Se essa altura crítica for excedida, o efeito arco pode ser destruído, causando instabilidade global na escavação.

Lazarte et al. (2015), mencionam que os desvios horizontais superiores a 0,5% H durante a construção, estão cerca do limite máximo aceitável do desempenho do muro grampeado, de modo que seria necessário reduzir os movimentos através de faceamento com maior inclinação, instalar grampos de maior comprimento na parte superior, aumentar a área tributária do aço no muro do grampo ou em alguns casos instalar tirantes protendidos. O monitoramento pós-construção indica que os movimentos tendem a seguir após a construção, às vezes até 6 meses depois. A longo prazo, os deslocamentos podem aumentar em até 15% além do que foi observado após a construção.

2.1.7.

Aspectos gerais sobre o projeto de solo grampeado

2.1.7.1.

Tipos de ruptura em estruturas de solo grampeado

A fim de avaliar o estado limite de uma estrutura grampeada, devem ser considerados todos os modos potenciais de ruptura. Na literatura ressalta-se três principais modos de ruptura: ruptura interna, externa e mista (figura 2.28). A ruptura interna, caracteriza-se por envolver superfícies de ruptura que cruzam os reforços ou o revestimento ou ambos. A ruptura externa não cruza especificamente os reforços e o modo de ruptura mista que é uma combinação das duas primeiras, envolve a ruptura interna da zona reforçada que pode-se estender além dos limites físicos do bloco de solo reforçado (Byrne et al., 1998).

O colapso por ruptura interna pode ser atribuído às seguintes condições (Clouterre, 1991):

- Ruptura por quebra de grampos: os grampos falham por uma baixa resistência à flexão, onde movimentos consideráveis em grampos flexíveis podem gerar falhas repentinas e sem aviso prévio. As causas deste tipo de ruptura podem ser atribuídas a um diâmetro insuficiente do grampo, problemas de corrosão, por sobrecargas não previstas ou por problemas de saturação do muro sob os efeitos de infiltrações por causa da chuva.
- Ruptura por falta de aderência: ocorre quando há uma inadequada estimativa do valor do q_s . Consequentemente, a falta de comprimento suficiente na zona passiva não permite equilibrar as tensões máximas e os grampos são arrancados para fora do solo. Pode ser causado por efeito da saturação em solos de grão fino, ou aumento do teor de umidade no solo.
- A ruptura interna também pode ocorrer por causa de uma altura excessiva na etapa de escavação, devido a deslizamentos repentinos por instabilidade local (eliminação do efeito de arqueamento do solo) e se propagar para o topo do muro subsequente. O revestimento poderia cair como um bloco e os grampos deformam-se sem quebrar.
- Outra condição adversa, é a ruptura por erosão interna no solo ou “piping”. Na prática, podem se encontrar bolsões de água que podem gerar excessos

de poro pressão consideráveis acompanhados do fluxo de água, capazes de destruir a estabilidade local do solo.

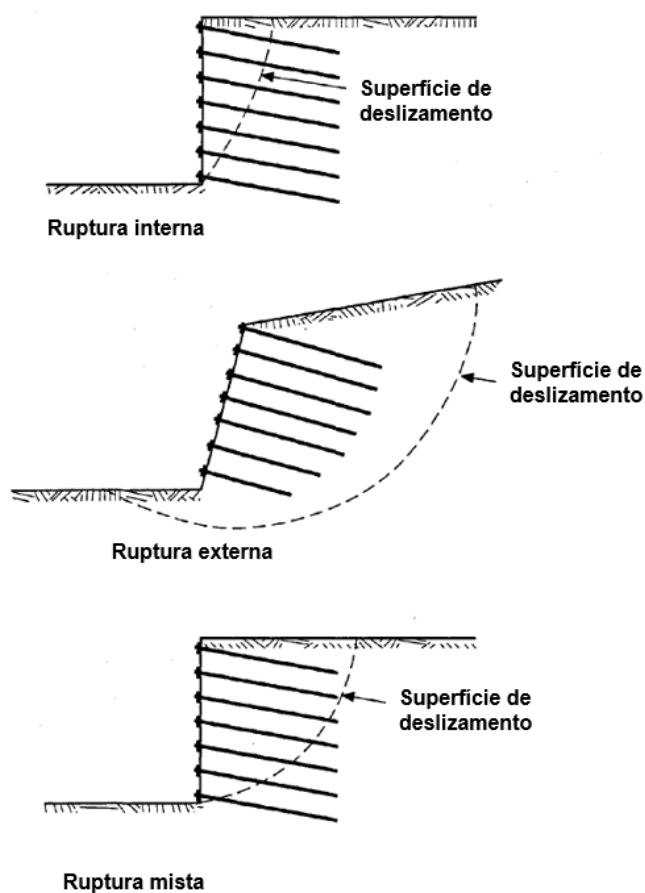


Figura 2.28. Modos potenciais de ruptura para muros de solo grampeado (Byrne et al., 1998)

A ruptura externa ocorre por causa do deslizamento do solo ao longo de uma superfície de ruptura que atravessa a zona passiva. A ruptura atinge o solo do pé do talude afetando a estrutura e as fundações. As causas deste tipo de ruptura são atribuídas a baixa resistência do solo de fundação ou por falta de comprimento suficiente dos grampos na zona passiva.

A ruptura mista, combina os efeitos da instabilidade interna e a instabilidade externa. Neste tipo de ruptura, a superfície de ruptura atravessa parte da zona reforçada (figura 2.28) comumente por causa do comprimento insuficiente dos grampos ou a inadequada estimativa do valor do q_s (Clouterre, 1991).

2.1.7.2.

Análise de estabilidade de taludes grampeados por equilíbrio limite

Diferentes métodos analíticos estão disponíveis para avaliar a estabilidade de um sistema de solo grampeado. A maioria deles são análises de equilíbrio limite com base no método das fatias, cada qual avalia o equilíbrio de um volume de solo em ruptura analisando a estabilidade interna e externa da estrutura, verificando o equilíbrio estático de uma parte do sistema limitado por uma superfície potencial de ruptura. Entre os métodos de equilíbrio limite destacam-se o método alemão (Stocker et al., 1979), o método de Shen et al., (1981), Schlosser (1983), o método de Juran et al., (1990), entre outros, que serão brevemente explicados.

a) Método Alemão – Stocker et al., (1979): O método alemão ou de blocos deslizantes, supõe superfícies de ruptura bilineares. O método foi desenvolvido com base em ensaios de laboratório em modelos de escala reduzida (figura 2.29) e comparados com ensaios em estruturas de escala real realizados por Gässler e Gudeus (1981). A premissa básica do método considera que a resistência ao cisalhamento é mobilizada completamente ao longo da superfície de ruptura do sistema, onde o fator de segurança global do sistema é definido pela razão entre a soma das forças resistentes (resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura e forças de tração nos grampos) e as forças desestabilizadoras (peso próprio, sobrecargas exteriores e forças inerciais por movimentos sísmicos).

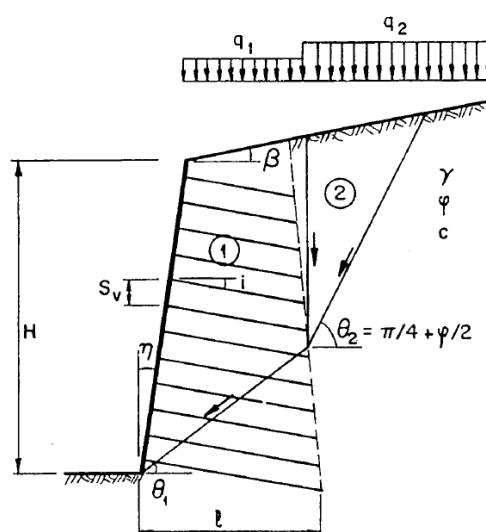


Figura 2.29. Superfície de ruptura bilinear, método Stocker et al., (1979). (Clouterre, 1991)

b) Método Shen, EUA (1978): Shen (1978) desenvolveu um método de equilíbrio de forças semelhante ao método alemão, assume-se uma superfície de ruptura parabólica, passando total ou parcialmente dentro da massa do solo reforçado. As superfícies de ruptura potenciais são parábolas de eixos verticais, cujos vértices estão localizados na parte inferior da face, como mostrado na figura 2.30.

O método contempla as seguintes considerações:

- Solo homogêneo e sem água;
- A seção de análise considera face vertical e superfície horizontal no topo;
- Grampos em filas paralelas equidistantes e do mesmo comprimento;
- Assume-se que os grampos funcionem apenas a tração.

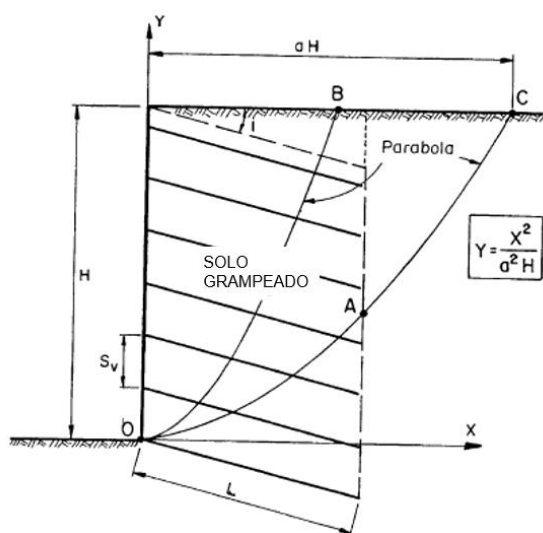


Figura 2.30. Método de Shen et al., 1978 (Clouterre, 1991)

O método considera dois blocos separados por uma linha vertical passando através da extremidade dos grampos, a avaliação se dá quando a superfície de ruptura está fora do volume reforçado. O uso do método é limitado a geometrias muito simples e a um mecanismo de ruptura específico, a técnica foi avaliada em modelos de escala reduzida em centrífuga, analisando as superfícies de ruptura nas estruturas, bem como as alturas das paredes na ruptura.

c) Método de Juran et al., (1990): O método permite calcular o ponto de ruptura semelhante ao método desenvolvido para projetar os sistemas de retenção usando terra armada (Juran et al., 1977). O método contempla as seguintes considerações:

- As superfícies potenciais de ruptura são consideradas espirais logarítmicas que cruzam a parte inferior da parede grampeada (figura 2.31);
- A massa grampeada é dividida em fatias paralelas aos grampos;
- Supõe-se que o componente horizontal EH da força entre duas fatias é constante;
- Para solos homogêneos e sem água;
- Supõe-se que os pontos de tração máxima e a força de cisalhamento máxima nas linhas de grampos, coincidem com a superfície de ruptura potencial mais crítica, ou seja, corresponde ao fator de segurança global mínimo.

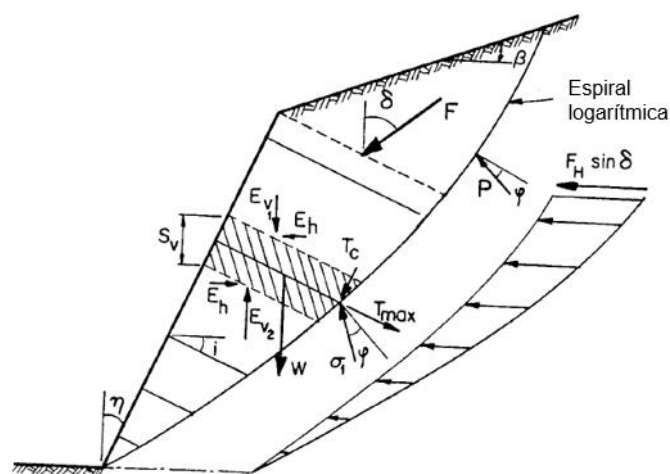


Figura 2.31. Método de Juran et al., 1990 (Clouterre, 1991)

As forças de cisalhamento são calculadas considerando que a força máxima de cisalhamento em um grampo é mobilizada no ponto que coincide com a superfície potencial de ruptura escolhida. A rigidez a flexão é avaliada utilizando um parâmetro adimensional N, que pode ser calculado da seguinte forma:

$$N = (k_s D l_0^2) / (\gamma H S_v S_h) \quad (10)$$

Onde:

k_s = módulo de reação do subsolo

l_0 = comprimento de transferência do grampo $= (4EI / k_s D)^{1/4}$

D = diâmetro do grampo.

O método considera também dois parâmetros adimensionais, para determinar a tensão máxima T_n e a força máxima de cisalhamento T_c em uma linha de grampos, como mostrados a seguir:

$$TN = T_n / \gamma H S_v S_h \quad (11)$$

$$TS = T_c / \gamma H S_v S_h \quad (12)$$

Conhecido o valor do parâmetro N , pode-se estimar os valores de T_n e T_c , usando os gráficos mostrados na figura 2.32.

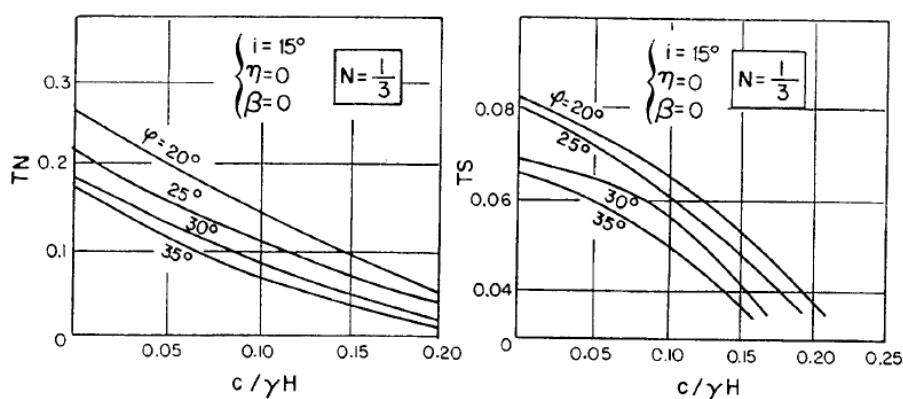


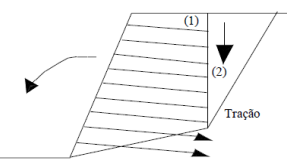
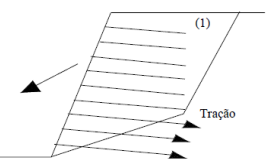
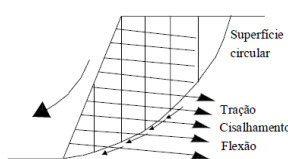
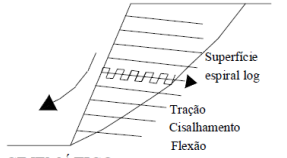
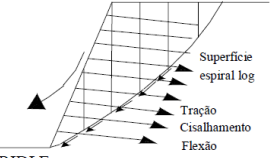
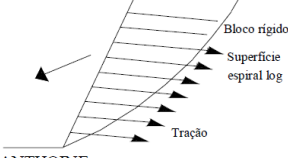
Figura 2.32. Gráficos para calcular $T_n = T_{\text{máx}}$ e T_c de Juran et al., 1990 (Clouterre, 1991)

Além dos métodos explicados anteriormente, existem na literatura diferentes métodos de cálculo para sistemas de reforço com muros grampeados. Na tabela 2.6 estão sumarizados os métodos mais conhecidos, comparando cada um deles e mostrando as suposições consideradas pelos autores. É importante destacar que esses métodos não permitem calcular a distribuição das forças entre as diferentes linhas de grampos quando a estrutura está em serviço, consequentemente, as posições dos grampos não podem ser otimizadas para limitar os deslocamentos do muro e evitar qualquer risco de ruptura progressiva por quebra de grampos (Clouterre, 1991). Outra das limitações desses métodos, é a incapacidade de prever movimentos produzidos no interior da massa de solo reforçada, para esses fins é recomendável usar análise numérica.

Tabela 2.6. Métodos de análise de muros de solo grampeado e modelos de ruptura (adaptado de Ortigão et al., 1993 apud Springer, 2001 e Dos Santos, 2019)

Método	Alemão	Davis	Multicritérios (Francês)	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência	Stocker et al. (1979) e Gäsler e Gudehus (1981)	Shen et al. (1981)	Schlosser (1982 e 1983)	Juran et al. (1988 e 1990)	Bridle (1989) e Bridle e Bar (1990)	Anthoine (1990)
Análise	Equilíbrio limite-forças Estabilidade global	Equilíbrio limite-forças Estabilidade global	Equilíbrio limite-momentos Estabilidade global	Análise de tensões internas Estabilidade local	Equilíbrio limite-momentos Estabilidade e global	Teoria do escoamento Estabilidade global
Divisão da massa de solo	2 blocos	2 blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco rígido
Propriedades do material pré-definidas	Parâmetros do solo (c , ϕ) Atrito lateral	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Atrito lateral	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Rigidez e flexão	Parâmetros do solo (c , ϕ) Parâmetro adimensional de rigidez a flexão (N)	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Rigidez e flexão	-
Solicitações nos grampos	Tração	Tração	Tração, cisalhamento e flexão	Tração, cisalhamento e flexão	Tração, cisalhamento e flexão	Tração
Superfície de ruptura	Bilinear	Parabólica	Circular ou polinomial	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica
Mecanismo de ruptura	Arrancamento dos grampos	Misto*	Misto	Não utilizável	Misto	-
NA	Não	Não	Sim	Sim	Não	-
Solo estratificado	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não
Geometria da estrutura	Face vertical ou inclinada	Face vertical	Qualquer	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada
Número de camadas	1	1	Qualquer	1	1	1

*Mecanismo de ruptura misto: ruptura relacionada com o arrancamento dos grampos ou pelo escoamento do aço

2.2. Método dos elementos finitos

A diferença do equilíbrio limite que considera o comportamento do solo como rígido - plástico, o método dos elementos finitos (MEF) aplicado na engenharia geotécnica, baseia-se na premissa de que o solo se comporta como um material elasto-plástico. Este fato faz com que possam ser definidas as relações de tensão-deformação que guiam o comportamento até atingir a ruptura. Até hoje, esse método numérico é muito empregado na prática da engenharia geotécnica, dado que permite resolver problemas complexos através de equações diferenciais, conseguindo soluções aproximadas que simulam bem o comportamento real dos solos, as quais não poderiam ser resolvidas por métodos analíticos como o caso dos métodos de equilíbrio limite.

Este método proposto por Clough e Woodward (1967), basicamente consiste em dividir a massa de solo em unidades discretas que são chamados de elementos finitos (interconectados em seus nós através dos quais interagem uns com os outros) e estudar seu comportamento individualmente, para seguidamente realizar o acoplamento e conhecer as condições gerais da massa total (figura 2.33).

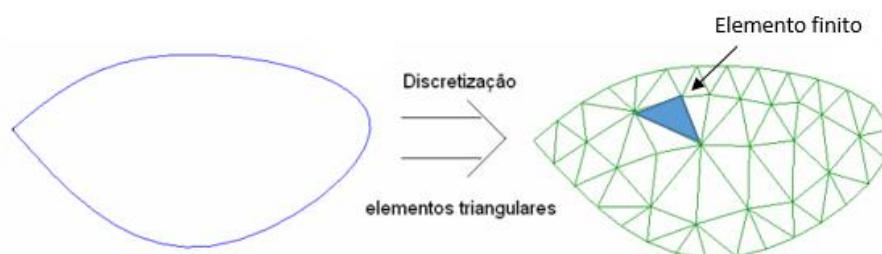


Figura 2.33. Discretização utilizando elementos triangulares (adaptado de Alves, 2006)

O MEF faz uso de equações diferenciais parciais que são determinadas através do princípio da energia potencial mínima, com o intuito de gerar um sistema de equações cujos resultados finais são os deslocamentos e tensões do sistema. Os modelos discretizados estão constituídos por malhas que possuem elementos de dimensões uniformes, com larguras e alturas iguais.

Nota-se que as características desses elementos exercem grande influência nos resultados que são obtidos, de tal forma que quanto mais discretos eles são, os resultados das tensões e deslocamentos serão mais ajustados à realidade. Na prática

usual da modelagem numérica, é comum que a malha seja mais refinada na área onde seja desejado obter os resultados com maior precisão. Na figura 2.34, pode-se observar uma malha típica para uma análise de estabilidade de taludes com elementos finitos. Na medida em que se adotem elementos menores, maiores serão os níveis de tensão na crista da encosta.

Para a estimação do fator de segurança em uma análise de estabilidade de taludes utilizando elementos finitos, se faz uso de uma técnica de redução de parâmetros de resistência conhecida como “redução phi-c”. Neste método os parâmetros c' e $\tan\phi'$ são sucessivamente e simultaneamente reduzidos até que o talude atinja a ruptura, sendo esse fator de redução o fator de segurança final. Os parâmetros do solo reduzido c'_f e ϕ'_f são:

$$c'_f = \frac{c'}{F_s} \quad (13)$$

$$\phi'_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{F_s} \right) \quad (14)$$

Onde F_s é o fator de redução, c'_f e ϕ'_f , é a coesão efetiva e o ângulo de atrito efetivo do solo após a redução. A técnica oferece uma boa aproximação para identificar o mecanismo de ruptura do talude de modo automático, no entanto, exclui o comportamento de rigidez dependente da tensão e os efeitos de endurecimento do solo (Dawson et al., 1999).

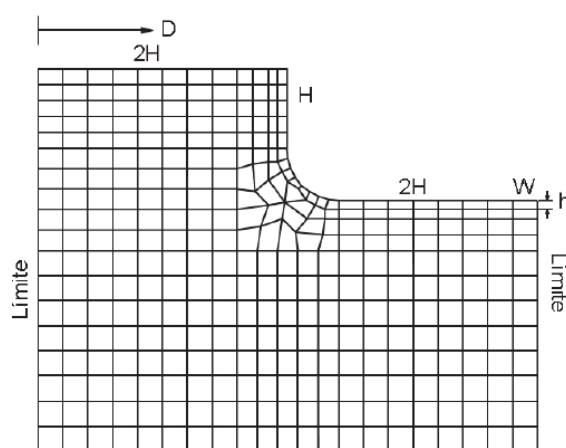


Figura 2.34. Malha 2D típica para a análise de um talude vertical por elementos finitos (Ashford e Sitar, 1994)

Na atualidade, o método dos elementos finitos é um dos modelos numéricos mais utilizados e provavelmente o mais versátil para análise de estabilidade de taludes. Romero (2011), com base em Carter et al., 2001, menciona as principais vantagens e limitações do método.

➤ Vantagens:

- O comportamento não linear dos materiais pode ser considerado em todo o domínio analisado;
- É possível modelar a sequência de escavação, incluindo a instalação de reforços e sistemas de estrutura de suporte;
- A ruptura é progressiva;
- Detalhes estruturais de juntas ou fissuras próximas podem ser modelados usando uma técnica de homogeneização;
- Pode-se inserir um comportamento de materiais com base no tempo;
- O sistema de equações é simétrico, com exceção de problemas elastoplásticos e de fluxo;
- Uma formulação de deformação convencional pode ser usada para a maioria das possibilidades de carga;
- Formulações especiais desenvolvidas para incluir análises de águas subterrâneas.

➤ Limitações:

- Como o sistema de equações é muito grande são necessários tempos longos e altas capacidades de memória;
- Todo o volume do domínio analisado deve ser discretizado;
- Alguns modelos requerem algoritmos sofisticados de acordo com o tipo de material constituinte utilizado;
- O método não é adequado para rochas fortemente fraturadas ou solos altamente fissurados quando as descontinuidades são distribuídas de maneira não uniforme e controlam o comportamento mecânico dos taludes.

2.2.1. Procedimento do método

O método considera as seguintes etapas de cálculo descritas de maneira resumida por Dos Santos (2019) com base em Potts e Zdravković (1999) e Desai e Abel (1972):

a) Discretização dos elementos: A geometria do problema deve ser definida e quantificada. Essa geometria é substituída por uma malha de elementos equivalentes, composta de pequenas regiões denominados elementos finitos. A geometria é definida pelas coordenadas dos pontos no elemento chamados nós, os elementos da malha são conectados pelos lados do elemento e por uma série de nós. Para problemas bidimensionais, os elementos finitos geralmente apresentam forma triangular ou quadrilateral, como observado na figura 2.35. O tamanho e o número de elementos dependem muito do comportamento do material, pois possuem considerável influência na solução final.

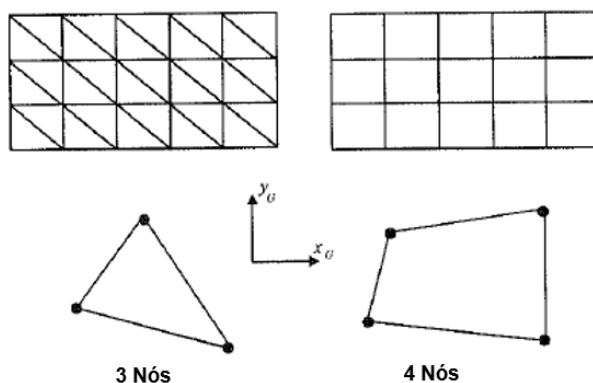


Figura 2.35. Discretização dos elementos em 2D (Potts e Zdravković, 1999)

b) Aproximação da variável primária: Uma variável primária deve ser selecionada (deslocamentos, tensões, etc.) e regras sobre como deve variar em relação a um elemento finito estabelecido. Essa variação é expressa em termos de valores nodais. Aquela variável tem sua distribuição aproximada no interior do elemento por uma função particular denominada função de interpolação, que permite transformar um sistema contínuo em um sistema discreto por meio dos nós. Uma vez que a solução é encontrada nos pontos nodais, utiliza-se a função de interpolação para encontrar a solução em qualquer ponto do interior do elemento.

c) Equações dos elementos: Equações dos elementos são aquelas que governam o comportamento deformacional de cada elemento. Combinam essencialmente a compatibilidade, o equilíbrio e as relações constitutivas. A função de interpolação permite relacionar o valor da variável do problema, os deslocamentos nos nós de cada elemento com as forças através da geometria e propriedades do elemento, de tal forma que se gera um sistema de equações do elemento. Utilizando o princípio dos trabalhos virtuais, pode-se estabelecer uma relação entre as tensões no interior do elemento e as forças externas (nos nós), este deve ser aplicado para a obtenção das equações de equilíbrio do elemento, com a seguinte equação.

$$\{F_e\} = [K_e]\{\delta_e\} \quad (15)$$

Onde $[K_e]$, é dada pela integral do volume conforme a seguinte expressão:

$$[K_e] = \int_v [B]^T [D] [B] dv \quad (16)$$

Onde,

$\{F_e\}$ = vetor de forças nodais do elemento;

$\{\delta_e\}$ = vetor de deslocamentos nodais do elemento;

$[B]$ = matriz de compatibilidade;

$[B]^T$ = matriz transposta de $[B]$;

$[D]$ = matriz constitutiva.

d) Equações globais: O próximo estágio na formulação das equações de elementos finitos é a montagem das equações de equilíbrio de elementos separados em um conjunto de equações globais. Aquelas equações são montadas através da associação das equações dos elementos, considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais, com a seguinte relação.

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (17)$$

Onde,

$\{F\}$ = vetor global de forças nodais;

$[K]$ = matriz de rigidez global;

$\{\delta\}$ = vetor de deslocamentos globais.

e) Condições de contorno: O estágio final na configuração do sistema global de equações é a aplicação das condições de contorno. Compreendem as condições de carga e deslocamento que definem completamente o problema do valor limite que está sendo analisado. Aplicam-se as condições de contorno ao problema, como cargas pontuais, sobrecargas, forças do corpo, forças de construção ou escavação, que afetam a $\{F\}$, enquanto as condições de deslocamentos (rotações ou translações de toda a malha de elementos finitos) afetam a $\{\delta\}$.

f) Resolução de equações globais: Uma vez estabelecida a matriz de rigidez global e adicionadas as condições de contorno, se forma matematicamente um grande sistema de equações simultâneas, que precisam ser resolvidos para fornecer valores para os deslocamentos nodais. Para esse fim a maioria dos programas de elementos finitos adotam uma técnica baseada na eliminação gaussiana. No caso das variáveis secundárias (tensões e deformações), devem-se aplicar os seguintes cálculos:

$$\{\sigma\} = [D][B]\{\delta_e\} \quad (18)$$

Onde,

$\{\sigma\}$ = vetor das tensões

$[B]\{\delta_e\} = \{\varepsilon\}$, é o vetor das deformações, logo:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \rightarrow \{\varepsilon\} = [D]^{-1}\{\sigma\} \quad \text{ou} \quad \{\varepsilon\} = [C]\{\sigma\} \quad (19)$$

Onde, $[C]$ é igual a $[D]^{-1}$ que é a inversa de $[D]$.

2.2.2. Modelos constitutivos

Um modelo constitutivo representa uma definição matemática para o comportamento de um material com base em ensaios de laboratório e/ou de campo que inclui fatores significativos que afetam o comportamento. Este modelo deve

prever o comportamento de um material para todos os fatores significativos que influenciam a resposta real do material (Desai, 2005).

Esses modelos buscam representar a relação tensão-deformação do material quando for carregado e permitem determinar as deformações quando são conhecidas as tensões ou vice-versa. No caso dos solos, por serem materiais heterogêneos apresentam um comportamento elasto-plástico, onde as curvas de tensão-deformação têm uma forma não linear, os quais precisam de modelos constitutivos mais complexos para poder ser representados. Nas seguintes linhas, serão apresentados alguns dos modelos constitutivos mais recomendados para a presente pesquisa que são utilizados frequentemente pela comunidade geotécnica.

2.2.2.1.

Modelo Mohr Coulomb (MC)

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb, é um dos modelos numéricos mais utilizado na prática da engenharia geotécnica devido à sua simplicidade e fácil implementação. É um modelo elástico linear perfeitamente plástico que dá uma primeira aproximação do comportamento do solo. A parte elástica linear é baseada na lei de Hooke, enquanto que a parte perfeitamente plástica é com base no critério de resistência de Mohr-Coulomb, como pode ser observado graficamente na figura 2.36 (Plaxis, 2019).

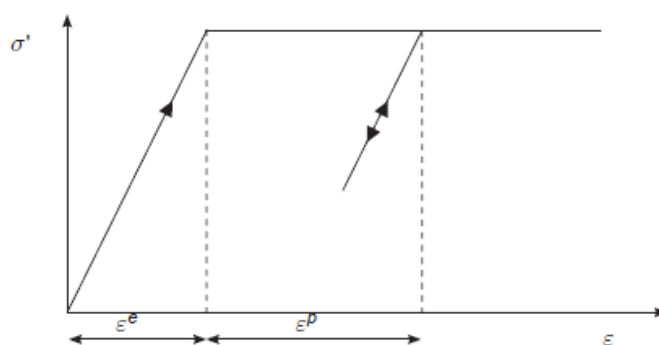


Figura 2.36. Ideia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2019)

Um comportamento plástico envolve o desenvolvimento de deformações irreversíveis e para poder avaliar essa plasticidade que ocorre no solo, o modelo utiliza uma função de escoamento f que depende das tensões e das deformações no elemento. Quando $f = 0$, se diz que ocorre o escoamento no elemento.

Um modelo perfeitamente plástico é um modelo constitutivo com uma superfície de escoamento fixa, isto é, uma superfície de escoamento que é totalmente definida pelos parâmetros do modelo e não é afetada pela deformação (plástica), pois não aumenta de tamanho de acordo com o nível de confinamento ao qual o material está sujeito.

O princípio básico da elastoplasticidade considera que as deformações e taxas de deformação são decompostas em uma parte elástica e uma parte plástica:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (20)$$

Onde,

$\dot{\varepsilon}^e$ = taxa de deformação elástica e $\dot{\varepsilon}^p$ = taxa de deformação plástica

No caso da parte elástica, é utilizada a lei de Hooke para relacionar a taxa de deformação elástica com a tensão, através da seguinte relação:

$$\dot{\sigma} = D^e \dot{\varepsilon}^e \quad (21)$$

Onde,

D^e = matriz de rigidez elástica do material.

De acordo com a teoria clássica da plasticidade (Hill, 1950), as taxas de deformação plástica são proporcionais à derivada da função de escoamento em relação às tensões da função de escoamento definida para as deformações (g) com a seguinte relação:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_p \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (22)$$

Onde,

λ_p = multiplicador plástico. Se $\lambda_p = 0$, o material tem um comportamento elástico, se é positivo e $f = 0$, o solo tem um comportamento plástico.

Assumindo a associatividade entre as funções de fluência plástica de deformações e tensões ($f = g$), a taxa de deformação plástica pode ser representada como um vetor perpendicular à superfície de fluência f . Isso implica que, para modelos plásticos perfeitos, a dilatação é zero, confirmando as observações

experimentais obtidas em solos coesivos em uma condição não drenada (Barrios, 2019).

Como mencionado anteriormente, o material tem um comportamento elástico até atingir o ponto de ruptura, seguidamente, o material experimenta deformações plásticas. A parte elástica cumpre com a seguinte relação:

$$f = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) \leq 0 \quad (23)$$

Quando a plasticidade é atingida, ou seja, quando $f = 0$, se cumpre a seguinte relação:

$$f = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\varphi) - c \cdot \cos(\varphi) = 0 \quad (24)$$

Onde,

σ'_1 = tensão efetiva principal maior, σ'_3 = tensão efetiva principal menor, ϕ = ângulo de atrito, c = coesão.

Por outro lado, o modelo utiliza um conjunto de seis funções de escoamento f , que definem o limite entre o comportamento elástico e plástico do solo, dessa maneira pode-se saber se a plasticidade ocorre ou não, em uma análise específica. A representação gráfica das funções (cone hexagonal) no espaço das tensões principais é mostrada na Figura 2.37.

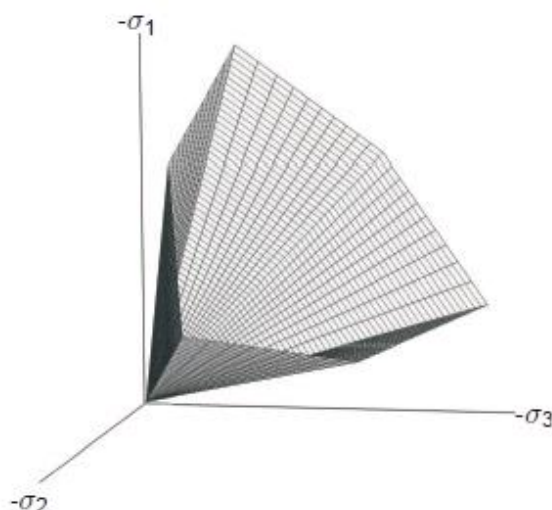


Figura 2.37. A superfície de escoamento de Mohr-Coulomb no espaço de tensão principal ($c = 0$) (Plaxis, 2019)

O modelo requer cinco parâmetros básicos de entrada: módulo de Young (E), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de Poisson (ν) e ângulo de dilatação (ψ).

2.2.2.2.

Modelo Hardening Soil (HS)

O modelo *Hardening Soil* é um modelo constitutivo avançado para simular o comportamento de diferentes tipos de solo, tanto em solos moles quanto em solos duros (Schanz, 1998). As evidências mostram que quando o solo é carregado com uma tensão desviadora primária, o material diminui sua rigidez e consequentemente gera deformações plásticas. Em resultados de ensaios triaxiais drenados, foi observado que existe uma relação hiperbólica entre a tensão desviadora e as deformações axiais, tal como os modelos constitutivos hiperbólicos, onde a rigidez do solo varia com o nível de tensão de confinamento (Plaxis, 2019).

Em contraste com os modelos hiperbólicos, o modelo *hardening soil* faz uso da teoria da plasticidade, além de considerar o efeito da dilatação do solo e utilizar uma superfície de escoamento chamada de tipo “cap”. Segundo Schanz et al. (1999), a relação hiperbólica entre a deformação axial (ε_1) e a tensão desviadora (q) na carga triaxial primária, em ensaios triaxiais drenados, tende a gerar curvas que podem ser expressadas com a seguinte equação:

$$\varepsilon = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{para} \quad q < q_f \quad (25)$$

Onde q_a é o valor assintótico da resistência ao cisalhamento e E_{50} está relacionado a E_i (rigidez inicial) por:

$$E_{50} = \frac{E_i(2 - R_f)}{2} \quad (26)$$

A última tensão desviadora (q_f) e o valor do (q_a), é definida através da seguinte relação:

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} (p + c \cot \varphi) \quad (27)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (28)$$

A relação de q_f , é derivada do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que envolve os valores de resistência de c e ϕ . Quando $q_a = q_f$, o critério de ruptura é satisfeito, ocorrendo o escoamento perfeitamente plástico. Essa relação entre q_f e q_a é dada pela razão de ruptura R_f , cujo valor pode variar no intervalo entre 0,75 a 1, considera um valor padrão de 0,9 (figura 2.38).

Neste modelo a rigidez do solo é variável dependendo do nível de tensões, esse efeito pode ser modelado utilizando vários parâmetros, um deles é o E_{50} (módulo de rigidez dependente da tensão de confinamento) o qual é utilizado substituindo ao módulo inicial E_i , para pequenas deformações. O parâmetro E_{50} é difícil de medir experimentalmente, porém, pode ser obtido utilizando a seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \quad (29)$$

Onde, E_{50}^{ref} é o módulo de rigidez secante de carregamento de referência, correspondente a uma pressão de referência p^{ref} , é comum que essa pressão adote o valor da pressão atmosférica equivalente a 100 kPa. O parâmetro E_{50}^{ref} é determinado na curva triaxial de tensão-deformação para uma mobilização do 50% da máxima tensão cisalhante q_f .

O parâmetro “m”, é o módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão, o valor de m, varia entre 0,5 (solos arenosos) e 1 (argilas moles).

O modelo também faz uso do módulo de rigidez E_{ur} , para modelar o processo de carregamento e descarregamento do solo, utilizando a seguinte expressão:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \quad (30)$$

Onde, E_{ur}^{ref} é o módulo de rigidez de descarregamento-recarregamento para uma pressão de referência p^{ref} . Da mesma maneira, é definido o parâmetro E_{oed} , que

é o módulo de rigidez tangente oedométrica, que pode ser calculado com a seguinte equação:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \quad (31)$$

Onde, E_{oed}^{ref} é o módulo de rigidez tangente oedométrica para uma pressão de referência p^{ref} .

Existem algumas correlações utilizadas pelos programas de elementos finitos comerciais, como por exemplo o manual Plaxis (2019) propõe adotar a expressão $E_{50}^{ref} = 3 E_{ur}^{ref}$ para muitos casos práticos e também a expressão $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ para diferentes tipos de solos.

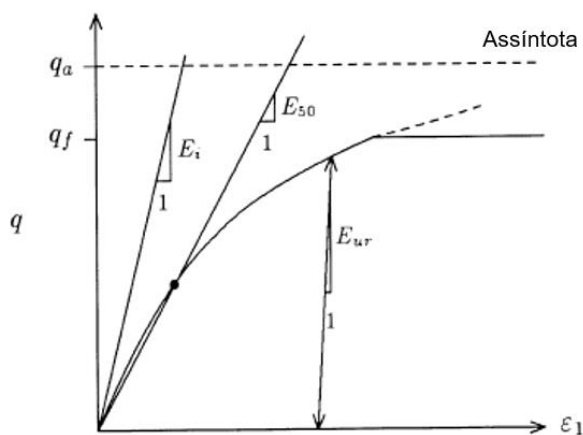


Figura 2.38. Relação tensão-deformação hiperbólica na carga primária para um ensaio triaxial drenado padrão (Schanz et al., 1999)

O modelo *hardening soil*, considera o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, mas contrariamente do modelo constitutivo MC, este modelo apresenta uma superfície de escoamento não fixa no espaço de tensões principais (figura 2.39), que pode ser expandida devido a deformações plásticas (Dos Santos, 2019). Na figura 2.40, pode ser observado que o solo passa por sucessivas superfícies de escoamento até atingir a ruptura, mostrando assim como é o processo de endurecimento do solo. A tabela 2.7 sintetiza os 11 parâmetros utilizados neste modelo.

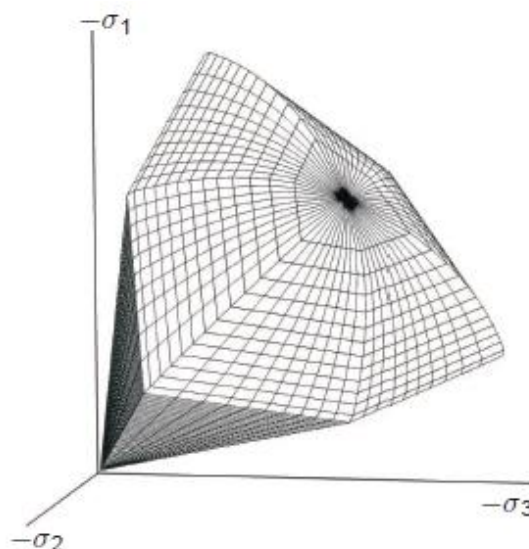


Figura 2.39. Contorno de escoamento do modelo HS no espaço das tensões principais para solos sem coesão (Plaxis, 2019)

Tabela 2.7. Parâmetros para o modelo Hardening Soil

Tipo	Símbolo	Parâmetros	Unidade
Resistência	c	Coesão	kPa
	ϕ	Ângulo de atrito	°
	ψ	Ângulo de dilatância	°
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento	kPa
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para ensaio oedométrico	kPa
	m	Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão	-
Avançados	E_{ur}^{ref}	Rigidez de descarregamento-recarregamento em ensaio triaxial	$(E_{50}^{ref} = 3 E_{ur}^{ref})$ kPa
	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento	$(\nu_{ur} = 2)$ -
	p^{ref}	Tensão de referência para rigidez	$(p^{ref} = 100)$ kPa
	K_0^{nc}	Coefficiente de empuxo no repouso	$(K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi)$ -
	R_f	Razão de falha	$(R_f = 0,9)$ -

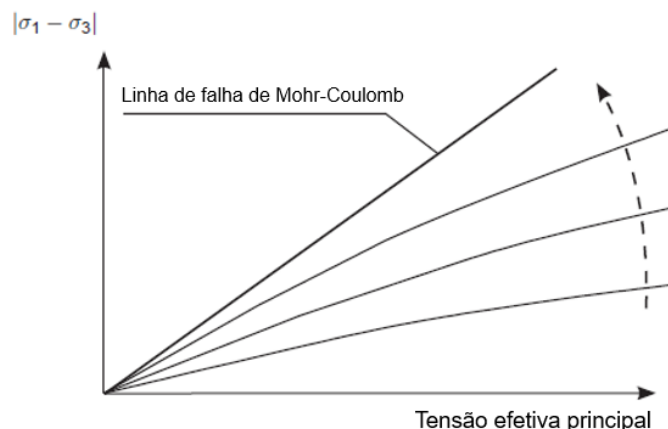


Figura 2.40. Sucessivas superfícies de escoamento no processo de endurecimento do solo (Plaxis, 2019)

2.2.2.3.

Modelo Hardening Soil com pequenas deformações (HS-Small)

Como visto anteriormente, o modelo *Hardening soil*, considera o comportamento do material elástico durante a descarga e a recarga. No entanto, a faixa de deformação em que os solos podem ser considerados verdadeiramente elásticos, isto é, onde eles se recuperam da deformação aplicada quase completamente, é muito pequena (Plaxis, 2019), porque na medida que o tamanho das deformações aumenta, a rigidez do solo diminui de maneira não linear. O modelo *HS-Small*, diferentemente do modelo *HS*, considera essa perda de rigidez a pequenas deformações, tomando como referência as curvas de degradação do módulo de cisalhamento do solo obtido a partir de ensaios.

Na figura 2.41, pode-se observar como é a curva de redução da rigidez, a qual descreve as deformações de cisalhamento características que podem ser medidas cerca de estruturas geotécnicas e as faixas de deformação aplicáveis de ensaios de laboratório.

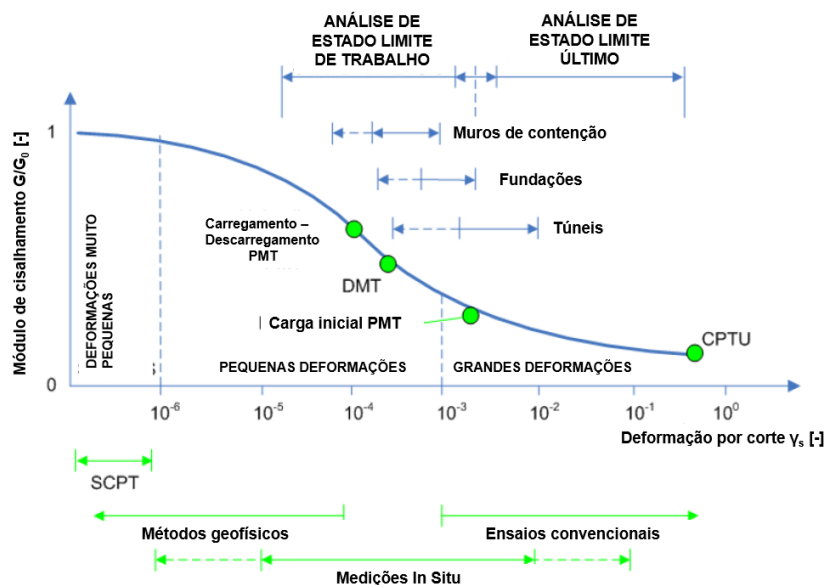


Figura 2.41. Representação típica da variação da rigidez em função das deformações de cisalhamento e faixas de deformação em problemas geotécnicos e em diferentes ensaios (adaptado de Obrzud e Truty, 2018)

O modelo *HS-Small*, utiliza quase inteiramente os mesmos parâmetros de entrada do modelo *HS*, no entanto, inclui dois parâmetros adicionais necessários para descrever a variação não linear da rigidez com a deformação para pequenas deformações. O primeiro é o parâmetro G_0 (módulo de cisalhamento inicial para pequenas deformações) e o parâmetro $\gamma_{0,7}$ (nível de tensão de cisalhamento em que o módulo de cisalhamento secante G_s é 70% do módulo inicial G_0). O módulo de cisalhamento G_0 é levado em consideração dependendo do nível de tensão, através da seguinte equação:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (32)$$

Onde, G_0^{ref} , define o módulo de cisalhamento para deformações muito pequenas, da ordem de $\varepsilon < 10^{-6}$, para uma tensão principal menor de referência de $-\sigma^3 = p^{ref}$.

A partir dos dados dos ensaios, é possível observar que a curva tensão-deformação para pequenas deformações pode ser adequadamente descrita por uma simples lei hiperbólica. O modelo *HS-Small*, utiliza uma relação hiperbólica originalmente proposta por Drnevich (1972), modificada por Santos e Correia (2001), eles sugerem a utilização da tensão de cisalhamento $\gamma_r = \gamma_{0,7}$ na qual o

módulo de cisalhamento secante G_s é reduzido para cerca de 70% do seu valor inicial. Essa relação hiperbólica é escrita como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad \text{onde, } a = 0,385 \quad (33)$$

De fato, usar $a = 0,385$ e $\gamma_r = \gamma_{0,7}$ dá $G_s = G_0 = 0,722$. Portanto, a formulação "cerca de 70%" deve ser interpretada com mais precisão como 72,2%. Esse princípio pode ser observado na relação de Hardin-Drnevich modificada com dados de ensaios normalizados de Santos e Correia (2001).

Dentro do modelo *HS-Small*, a relação tensão-deformação pode ser simplesmente formulada a partir do módulo de cisalhamento secante como:

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0,385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad (34)$$

Tomando a derivada em relação à tensão de cisalhamento fornece o módulo de cisalhamento tangente:

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right)^2} \quad (35)$$

Segundo Barrios (2019), este modelo impõe um limite à degradação do módulo de corte. Quando $G_t \geq G_{ur}$ o módulo de corte não é degradado e o módulo de corte é equivalente a G_{ur} . Este método de degradação se alcança a uma deformação chamada de “cut off”, que pode ser calculado como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0,385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0,7} \quad \text{para} \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (36)$$

Onde, G_{ur} , é o módulo de cisalhamento durante o carregamento e descarregamento.

Como mencionado anteriormente, o modelo *HS-Small*, considera os mesmos 11 parâmetros que o modelo *HS*, mas inclui 2 parâmetros adicionais mostrados na tabela 2.8.

Tabela 2.8. Parâmetros para o modelo Hardening Soil com pequenas deformações (HS-Small).

Símbolo	Parâmetros	Unidade
G_0	Módulo de cisalhamento inicial para pequenas deformações	kPa
$\gamma_{0,7}$	Nível de tensão de cisalhamento em que o módulo de cisalhamento secante G_s é 70% do módulo inicial G_0	$(G_s = 0,722 * G_0)$ -

2.2.3. Programa Plaxis

Plaxis é um programa computacional baseado no método dos elementos finitos, utilizado amplamente pela comunidade geotécnica. O programa permite realizar análises de deformação, adensamento, estabilidade e fluxo de águas subterrâneas, bem como análises dinâmicas, entre outros, para profissionais que não necessariamente sejam especialistas em análises numéricas. O programa foi criado na Universidade de Delft (Holanda) em 1987, com o objetivo inicial de desenvolver um código de elementos finitos 2D fácil de usar para a análise de aterros de rios nos solos moles na Holanda (Plaxis, 2019).

Este programa propõe diferentes modelos constitutivos para solos e rochas, que representam o comportamento mecânico do solo com diferentes graus de precisão. Aplicações geotécnicas exigem modelos constitutivos avançados para a simulação não linear, dependente do tempo e do comportamento anisotrópico de solos e / ou rochas. Destacam-se os modelos constitutivos Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Hardening Soil with Small-Strain Stiffness, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock, Modified Cam-Clay, entre outros.

Além da modelagem dos solos, para projetos geotécnicos, o programa permite a modelagem de estruturas e a interação entre as estruturas e o solo, com diferentes ferramentas e recursos que possibilitam lidar com vários aspectos de estruturas geotécnicas complexas.

2.3. Instrumentação de estruturas de contenção

2.3.1. Inclinômetros

Os inclinômetros são dispositivos para monitorar a deflexão normal ao eixo de um tubo por onde passa uma sonda equipada com um transdutor de detecção de gravidade que estima a inclinação em relação à vertical (Dunnicliff, 1988). O uso de inclinômetros é destinado a diferentes aplicações, como por exemplo a determinação da zona de movimento de um escorregamento, o controle do tamanho e velocidade do movimento horizontal de barragens de aterro e aterros em solo mole próximos a escavações a céu aberto, bem como o controle da deflexão de estruturas de retenção de solos, estacas, entre outros. De modo indireto, também têm sido usados para estimar momentos de flexão em estruturas de retenção de solos.

O sistema é composto por quatro componentes principais (a) a sonda inclinométrica, acoplada a um sistema de rodas distanciadas a 50 centímetros que deslizam-se nas ranhuras do tubo, (b) o tubo inclinométrico, composto por uma série de tubos acoplados com as ranhuras de orientação no interior, (c) cabo elétrico, que fornece de energia elétrica para os sensores da sonda, transmite as leituras para a unidade de leitura portátil e estabelece um controle dos intervalos de leitura através de pontos de controle colocados de modo equidista, (d) a unidade de leitura portátil, é um dispositivo que registra as leituras obtidas pela sonda no momento da toma de dados, que permite processar, observar e analisar as leituras obtidas automaticamente (figura 2.42).



(a) Sonda inclinométrica



(b) tubo com acoplamentos



(c) Cabo elétrico



(d) Unidade de leitura portátil

Figura 2.42. Componentes principais de um sistema de inclinômetro (RST Instruments)

A figura 2.43 mostra as partes de um inclinômetro e o princípio usual de operação para instalações quase verticais. Após a instalação do tubo, a sonda é deslizada para o fundo visando obter a primeira leitura de inclinação. Na medida que a sonda é elevada de modo incremental até o topo do tubo, são realizadas as leituras subsequentes fornecendo dados para a determinação do alinhamento inicial do tubo. As diferenças entre essas leituras iniciais e um conjunto subsequente definem qualquer mudança no alinhamento. Desde que uma extremidade do tubo seja fixada a partir da translação ou que a translação seja medida por meios separados, essas diferenças permitem o cálculo do movimento horizontal absoluto em qualquer ponto ao longo do tubo (Dunnicliff, 1988). Os deslocamentos são calculados utilizando a seguinte equação:

$$\delta_h = L \sum \sin \theta \quad (37)$$

Onde: δ_h = deslocamento horizontal, L = distância entre medida, θ = leitura do inclinômetro.

Na operação habitual do inclinômetro existem fatores que afetam a precisão dos dados, esses fatores correspondem a uma combinação da habilidade do usuário, as próprias condições internas do equipamento e as condições do local da instalação, como os mencionados a seguir:

- Precisão do sensor de gravidade do transdutor;
- Condição da montagem das rodas;

- Alinhamento do tubo;
- Diâmetro do tubo;
- Procedimento de preenchimento do poço;
- Espiralamento do tubo;
- Repetibilidade da posição de leitura;
- Intervalo de profundidade entre as posições de leitura;
- Efeitos da temperatura;
- Operação da sonda.

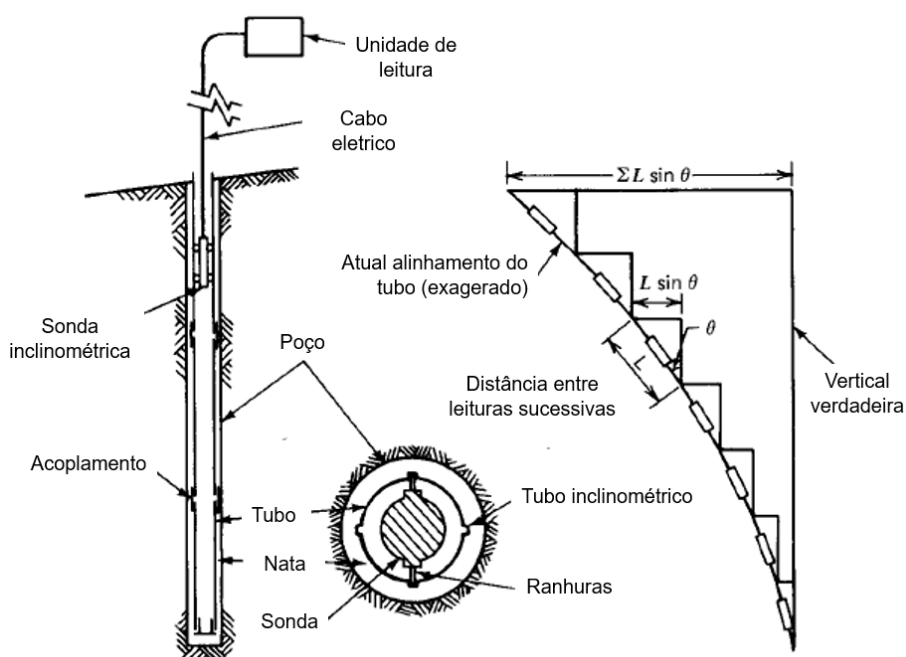


Figura 2.43. Princípio de operação do inclinômetro (Adaptado de Dunnicliff, 1988)

2.3.1.1. Procedimento de instalação

O procedimento tradicional da instalação do tubo do inclinômetro deve seguir um planejamento ordenado e sequencial para obter a maior precisão da verticalidade da instalação. Os tubos normalmente são instalados em perfurações que foram previamente amostradas de acordo com o seguinte procedimento (Cornforth, 2005):

- A parte inferior do tubo deve ser fixada ou ancorada na camada de solo estável, abaixo da base do deslizamento de terra. O tubo deve ser embutido pelo menos três metros nessa camada, no entanto, Mikkelsen (1996)

recomenda que o embutimento seja de 6 metros visando fornecer dados de calibração para detectar e quantificar erros;

- A curva de deslocamentos deve mostrar a diferença de movimento da zona embutida da zona que apresenta movimentos de cisalhamento (figura 2.44);
- Os tubos inclinométricos possuem comprimentos estabelecidos pelos fabricantes de 3 a 6 metros unidos por acoplamentos que garantem uma conexão adequada, porém essas juntas podem ser fonte de erros. O tubo é inserido no furo e preenchido com água para evitar que flutue;
- Quando o tubo atinge o fundo do poço, o alinhamento é ajustado de modo que o plano de duas ranhuras opostas estejam na direção prevista de deslizamento. A direção onde o movimento é esperado é definido como A+ ou A0 e o oposto como A- ou A180, enquanto as outras duas ranhuras transversais como B+ ou B0 e o oposto como B- ou B180, conforme indicado na figura 2.45;
- Preencher perfeitamente com uma injeção de mistura de água-cimento o espaço entre o tubo e o diâmetro do furo, a partir da base para cima para garantir que não existam vazios não preenchidos dentro do espaço anular;
- No processo de injeção da mistura de água-cimento na parte externa do tubo, o interior deve ser preenchido com água para evitar que parte da mistura entre no tubo;
- Quando o preenchimento é concluído, recomenda-se cortar o topo do tubo cerca 30 cm acima da superfície do solo, para uma melhor visualização. É importante que a instalação seja protegida para evitar o vandalismo.

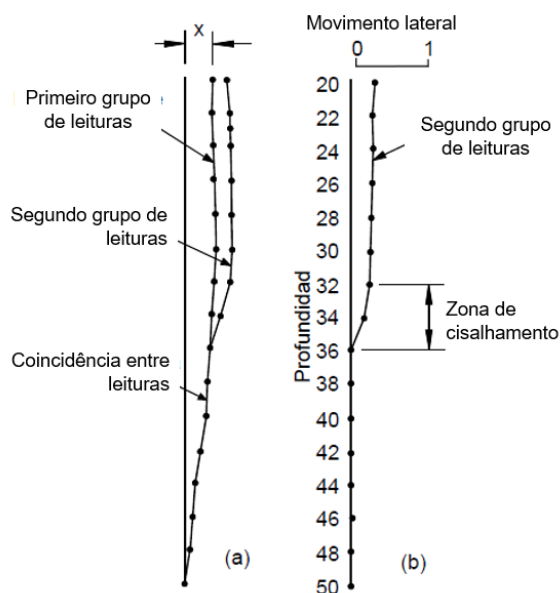


Figura 2.44. Exemplo de dados de inclinômetro, (a) perfil do tubo no solo para 2 conjuntos de leituras, (b) movimento de cisalhamento e profundidade de cisalhamento durante o intervalo de tempo entre os conjuntos de leitura (Adaptado de Cornforth, 2005)

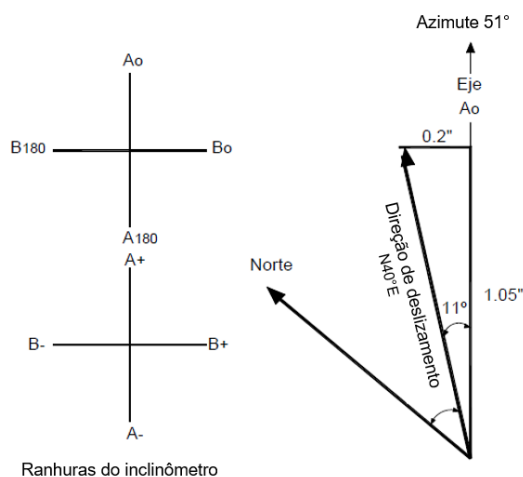


Figura 2.45. Designações das ranhuras e soma vetorial de movimento (Adaptado de Cornforth, 2005)

2.3.1.2. Obtenção de leituras

Uma vez que o tubo foi instalado corretamente com o material cimentício endurecido, o seguinte passo é verificar a acessibilidade da sonda no tubo. Com ajuda de um falso torpedo se deve inspecionar se o tubo apresenta alguma obstrução importante, pois a sonda poderia ficar presa por aquela obstrução. Após movimentos significativos, esse torpedo secundário também permite verificar se a sonda poderia passar pela zona de deslocamento de cisalhamento. Cornforth (2005)

menção os seguintes passos e considerações para obter uma adequada campanha de leituras:

- As leituras iniciais são de importância fundamental porque todas as leituras subsequentes são referenciadas às mudanças da leitura inicial. Recomenda-se realizar dois conjuntos de leituras iniciais em uma única visita ao local ou em dias sucessivos e considerar a média dos dois conjuntos em cada profundidade como referência;
- Colocar o instrumento com a roda superior na ranhura A+ e deslizar para o fundo do tubo, deve-se esperar 10 minutos para que a temperatura da água normalize para evitar erros por temperatura;
- Realizar a leitura do fundo e seguidamente registrar os dados a cada 50 centímetros até a superfície, este processo é realizado para ambas as direções A+ e B+;
- Após o instrumento atingir a superfície, deve-se girar 180 graus para obter os registros das orientações A- e B-. Os dados registrados nesta etapa devem ter a inclinação oposta do primeiro conjunto, a soma dos dois conjuntos deve ser próxima a zero (conhecido como “checksum”), se houver diferenças significativas, o instrumento poderia não estar bem calibrado ou por causa de erros de medição.
- Recomenda-se que as leituras sejam realizadas com a mesma sonda, mesmo cabo e pelo mesmo operador para reduzir a possibilidade de erros.

2.3.1.3. Processamento e interpretação de dados

A sonda inclinométrica estima a inclinação do tubo em diferentes profundidades e os deslocamentos são calculados a través de formulações matemáticas. Quando a sonda é levantada, o conjunto inferior de rodas traslada-se para a posição ocupada pelo conjunto superior de rodas na leitura anterior, assim as inclinações medidas em cada leitura quando traçadas em um gráfico permitem mostrar a forma do tubo no solo. Uma instalação com uma verticalidade adequada vai permitir obter dados mais precisos e diminuir a ocorrência de erros sistemáticos. Essa verticalidade e um correto alinhamento das ranhuras do eixo A proporcionarão que os dados do eixo B sejam quase nulos.

Após a coleta de dados de campo, a informação armazenada na unidade de leitura é extraída para o computador. Com ajuda do programa especializado os dados são mostrados em diversos gráficos de movimentos laterais. Dunnicliff (1988) menciona que existem três modos de apresentar esses gráficos, o primeiro é usado para dramatizar a localização das zonas de deslocamento (figura 2.46a). O segundo chamado de "deslocamento acumulado" mostra uma representação gráfica do padrão de deslocamento real que permite uma melhor interpretação dos movimentos (figura 2.46b). O terceiro é um gráfico de profundidade versus tempo que é usado para estudar tendências de deslocamento.

A escala dos gráficos também desempenha um papel importante na interpretação dos resultados. Um adequado exagero na escala horizontal: vertical permite ao profissional realizar uma melhor interpretação dos resultados. Cornforth (2005) recomenda uma escala horizontal: vertical de 1/120 para obter uma melhor perspectiva dos movimentos, pois uma escala muito exagerada seja na esperança de detectar o movimento do deslizamento na primeira oportunidade ou por não entender a precisão do sistema de inclinômetro, faz com que os gráficos sejam interpretados incorretamente.

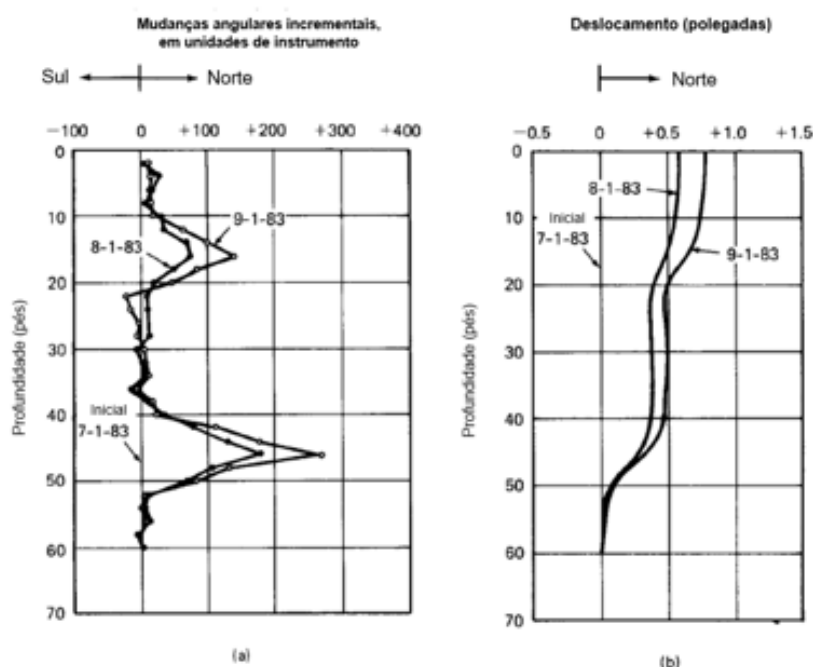


Figura 2.46. Gráficos típicos de dados do inclinômetro: (a) gráfico de deslocamento incremental e (b) gráfico de deslocamento acumulado (Adaptado de Dunnicliff, 1988)

2.3.1.4. Erros sistemáticos

Na prática de monitoramento de deslocamentos com inclinômetros, os resultados das medições não estão livres de erros sistemáticos. Mesmo que as instalações sejam realizadas de modo correto e que as medições em campo sejam realizadas com o cuidado adequado, erros internos nos instrumentos ou erros dos usuários podem produzir resultados errôneos de deslocamentos. Segundo Green e Mikkelsen (1988), geralmente a etapa de interpretação de dados é complicada, pois conclusões erradas podem ser propostas quando se trata do tamanho e localização dos movimentos. Os autores indicam que os erros surgem por causa de problemas com o equipamento e por erros próprios dos usuários. Em relação aos problemas com equipamentos, eles incluem as seguintes falências:

- Mau funcionamento do sensor;
- Desgaste do rolamento das rodas;
- Baterias fracas;
- Entrada de umidade nas conexões ou leitura dos cabos;
- Danos mecânicos por choque;
- Cabos cortados;
- Instalação incorreta do tubo;
- Alterações de calibração inerentes à manutenção do fabricante;
- Alongamento do cabo ou movimento do marcador com o uso.

Enquanto aos erros do usuário incluem os seguintes problemas:

- Erros de leitura e erros de transcrição de dados;
- Orientação incorreta da sonda nas ranhuras do tubo;
- Erros de posição de profundidade da sonda devido a técnicas de leitura descuidadas;
- Perturbação do tubo da superfície ou correspondência incorreta de leituras com uma diferença de 180 graus;
- Suposição incorreta da fixidez da base do tubo;
- Técnicas de leitura impróprias ou falta de controle de levantamento quando são utilizados acoplamentos telescópicos;

- Assentamentos não reconhecidos.

Como visto, existem muitos fatores a considerar para conseguir uma campanha de medição bem-sucedida. Nos últimos anos os equipamentos foram modernizados facilitando a coleta de dados, pois o registro de dados agora é automatizado, podendo-se obter instantaneamente de maneira gráfica para uma primeira interpretação em campo, além de programas de computador que permitem o processamento de dados com resultados imediatos. Esses avanços tecnológicos facilitam o trabalho de medição, no entanto a relativa simplicidade do uso do equipamento leva aos profissionais menos especializados a obter dados não confiáveis e assumir conclusões erradas.

É de grande importância obter a melhor precisão na coleta de dados, uma combinação entre um equipamento que funcione bem e uma equipe técnica bem treinada, vai permitir obter dados representativos com boa precisão. Porém, ainda haverá um certo intervalo de erro aceitável no qual pode-se executar um monitoramento aceitável. Mikkelsen (2003), após uma coleta de dados de projetos instrumentados em meados da década de 1970, comenta que a literatura de produtos da Slope Indicator Company nos EUA, consideram um erro total de precisão de campo de $\pm 7,8$ mm em 30 m de profundidade. Esse erro total conservador de $\pm 7,8$ mm é a soma de duas parcelas de erros parciais, conhecidos como erro aleatório e erros sistemáticos. O erro aleatório depende das condições da instalação e do estado dos sensores da sonda que podem diminuir sua precisão. Esse erro não pode ser corrigido mas pode ser minimizado melhorando as instalações, evitando curvaturas excessivas e usando procedimentos de medição mais cuidadosos. Esse erro tende a permanecer constante em um mesmo intervalo de leitura, mas acumula-se a uma taxa igual à raiz quadrada do número de intervalos de leitura.

Os erros sistemáticos surgem por causa de ações humanas que afetam a condição dos sensores da sonda e pelo mau procedimento de coleta de dados. Esses erros tendem a variar em cada medição e se acumulam aritmeticamente nos intervalos de leitura. Ao contrário do erro aleatório, os erros sistemáticos podem ser corrigidos através de procedimentos matemáticos e podem ser separados dos dados de deslocamento também por técnicas matemáticas (Cornforth, 2005).

Segundo Mikkelsen (2003), o erro aleatório geralmente é de $\pm 0,16$ mm para um único intervalo de leitura com base no comportamento do “checksum”. Por exemplo, se é considerado um tubo de 30 m de comprimento, ou seja, com 60 intervalos de leitura para uma sonda de 0,5 m e se o erro sistemático para um incremento de leitura fosse assumido como 0,11 mm para o mesmo comprimento do tubo, o autor propõe uma formula para calcular o erro total como:

$$\text{Erro total} = \text{Erro aleatório} + \text{Erro sistemático} \quad (38)$$

$$\text{Erro total} = (0,16 * \sqrt{60}) + (0,11 * 60)$$

$$\text{Erro total} = 1,24 + 6,60 = 7,8 \text{ mm}$$

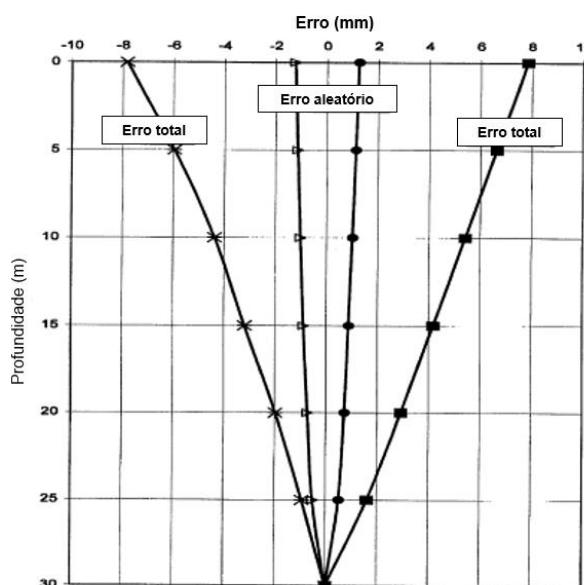


Figura 2.47. Erros totais e aleatórios do inclinômetro. Erros aleatórios representam a melhor precisão do sistema (Adaptado de Mikkelsen, 2003)

Esses intervalos de erros podem ser observados graficamente na figura 2.47. Nessa figura o erro aleatório de $\pm 1,24$ mm por 30 m (limite de precisão), permanece constante, pois mantém-se após a remoção de todos os erros sistemáticos. Em outras palavras, para melhorar a precisão de $\pm 7,8$ mm por 30 m para $\pm 1,24$ mm, é necessário minimizar e corrigir os erros sistemáticos. No entanto, identificar e quantificar esses tipos de erros precisa de experiência e julgamento, a seguir serão apresentados os quatro erros sistemáticos mais comuns que podem ser corrigidos:

- “Bias-shift” erro;
- Erro de rotação;

- Erro de posição de profundidade;
- Erro de desvio de sensibilidade.

a) **“Bias-Shift” Erro:** O “bias-shift” erro afeta a qualidade dos dados obtidos nas medições em inclinômetros, alguns autores o consideram como o erro mais fácil de corrigir, pois existem procedimentos de cálculo que permitem retificar os dados errados. Como qualquer instalação vertical, o poço apresenta uma leve inclinação, por esse motivo, o desvio aparente nas leituras do servo acelerômetro precisam ser corrigidas.

Primeiro é preciso definir o significado da nomenclatura desse tipo de erro, segundo o manual de usuário do software DIGIPRO 2 (2018) a palavra “bias” neste contexto, refere-se ao valor fornecido pela sonda quando ela é mantida absolutamente vertical. Em teoria esse valor deve ser zero, no entanto, na realidade esse valor é diferente de zero, podendo ser positivo ou negativo e está incorporado em todas as leituras.

Na prática é comum que o “bias” da sonda mude ao longo da vida útil, segundo Green e Mikkelsen (1988) e Mikkelsen (1996) essa mudança do bias ocorre devido a choques na sonda, problemas das rodas, desgaste da estrutura do sensor, alterações internas no próprio sensor e alterações no alinhamento entre o sensor e a “carroçaria”. Esse valor normalmente é eliminado na etapa de processamento de dados, quando são combinadas as medições no eixo A0 e A180. Se o “bias” mudar durante uma medição ou leitura, o processamento de dados não poderá eliminar completamente o “bias” e o remanescente desse erro é conhecido como “bias-shift” erro (DIGIPRO2, 2018).

A sonda possui na parte interna um sensor servo-acelerômetro, esse dispositivo emite um sinal proporcional à função senoidal, sendo geralmente calibrado da vertical para +/- 30 graus. Esses valores senoidais em função do ângulo de inclinação vertical são multiplicados comumente por uma constante do instrumento, por exemplo $k_i = 25.000$ e somando ou restando o valor do “bias”. Esse valor de “bias” (b) é o valor diferente de zero que a sonda lê na vertical, em uma gráfica de calibração pode-se observar como uma reta inclinada (Figura 2.48).

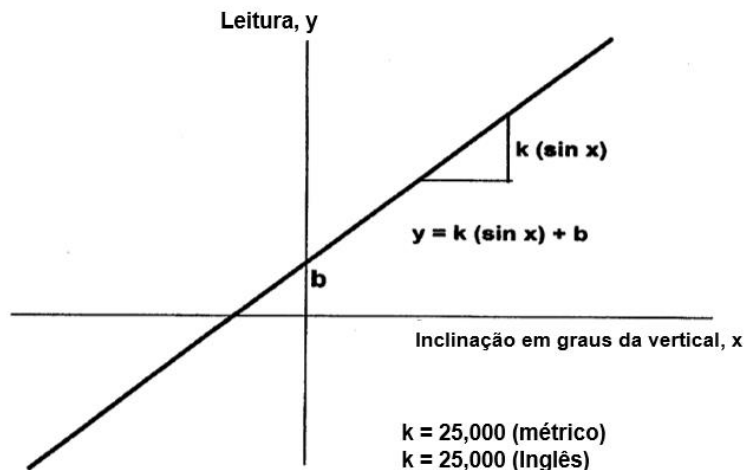


Figura 2.48. Calibração do sensor do inclinômetro. Quase linear na faixa de +/- 30 graus da vertical (Adaptado de Mikkelsen, 2003)

Para entender como poderia ser eliminado o “bias”, Mikkelsen (2003) apresenta o seguinte exemplo, onde os componentes das leituras têm um valor de “bias” de 10 unidades e uma inclinação de um grau.

$$A0 = (25,000 \times \text{seno } 1^\circ) + 10 = 436 + 10 = 446 \quad (39)$$

$$A180 = (25,000 \times \text{seno } -1^\circ) + 10 = -436 + 10 = -426 \quad (40)$$

$$\text{Diferença algébrica} = (A0 - A180) = 436 - (-436) + 10 - 10 = 872 \quad (41)$$

$$\text{Checksum} = (A0 + A180) = 436 + (-436) + 10 + 10 = 20 \quad (42)$$

Pode-se observar como a diferença algébrica de leituras opostas na linha 3 dobra a leitura de inclinação e o “bias” é anulado. Esses valores de unidades de medição obtidos com cálculos algébricos, posteriormente são convertidos em unidades de comprimento, neste caso para converter em unidades métricas, as unidades obtidas são divididas por $2k_i = 50.000$ e logo multiplicadas pelo comprimento do instrumento de 500 mm, resultando em 0,01 mm/unidade. Tendo os valores em unidades métricas, procede-se a determinar os deslocamentos horizontais através de cálculos algébricos que permitem obter gráficas de deslocamentos acumulados, deslocamentos incrementais, desvios acumulados, desvios incrementais, entre outros, assim como o gráfico que possibilita verificar uma simples calibração do instrumento denominado “checksum”.

Uma das formas para identificar o “bias-shift” erro é observando o traço das curvas do “checksums” (linha 4 do exemplo anterior), pois permite a verificação de

erros, inconsistências e dados insuficientes. O “checksum” anula os valores de inclinação mantendo duas vezes o valor do “bias” (2b), no caso de existir uma variação no “checksum” médio entre os grupos de dados, normalmente não é crítico, no entanto quando verifica-se uma possível variação dentro de um mesmo grupo de dados entre medições opostas o erro pode estar escondido (Mikkelsen, 2003). A figura 2.49a mostra as curvas do “checksum” médio para 2 conjuntos de dados, note-se uma variação de 50 unidades entre as curvas, isso não pode dar certeza se existe um problema de “bias-shift”, dado que não se pode diferenciar entre um deslocamento dentro de um grupo de dados ou entre grupo de dados. No caso da figura 2.49b, as curvas do “checksum” médio não mostram variações irregulares, anulando o potencial de desvio de “bias” no eixo B.

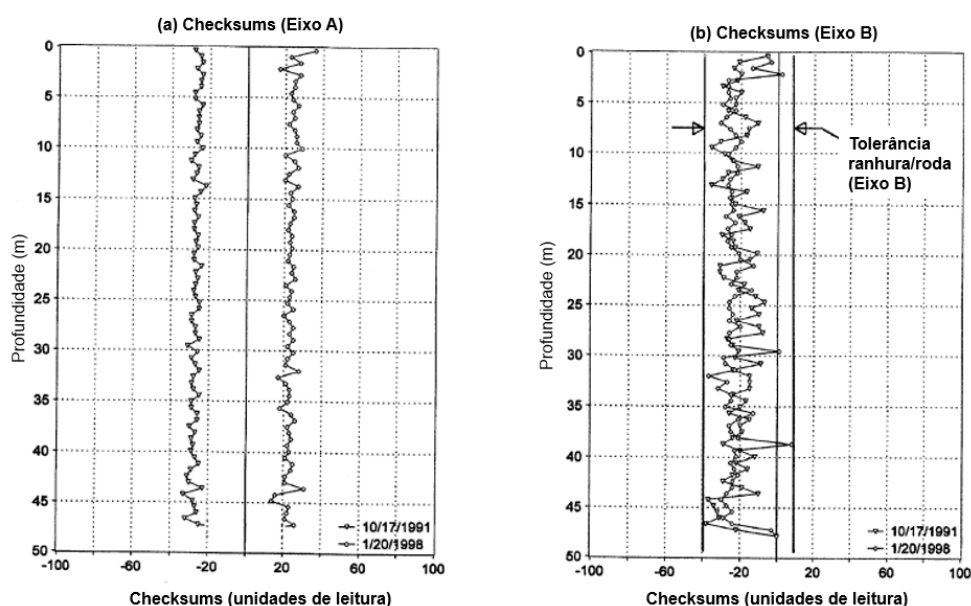


Figura 2.49. Exemplo de gráficos de “checksums” (Adaptado de Mikkelsen, 2003)

Gráficos típicos de “checksum” geralmente mantêm uma tendência vertical, cada tubo tende a ter sua própria “rubrica” do “checksum”, como visto nas figuras 2.49a e 2.49b. Essas curvas de variações são devido a imperfeições nas ranhuras dos tubos ou problemas no rolamento das rodas. No entanto, se as curvas do “checksum” meio dentro de um mesmo grupo de dados mostram um desvio evidente, então um caso de “bias-shift” erro pode ser identificado. Por outro lado, se houvesse picos consideráveis nas curvas, são indícios de inconsistências nas medições que devem ser analisados com maior detalhe.

Diferentes experiências com inclinômetros mostram a possibilidade de reconhecer graficamente o erro, no gráfico de deslocamento acumulado x profundidade. Quando as curvas apresentam uma inclinação para a frente ou para trás a partir da vertical, em torno de um ponto de giro aparente localizado na base do tubo, verifica-se a existência de um caso de “bias-shift” erro, também conhecido como efeito “limpador de para-brisa” (Cornforth 2005). A figura 2.50a apresenta o gráfico de deslocamento acumulado correspondente a dados tomados em diferentes datas, note-se que a 45 metros de profundidade as curvas têm uma inclinação ao redor de um ponto muito evidente. Além disso mostram-se movimentos no lado oposto do talude monitorado no exemplo que deveriam aumentar para valores positivos. Notou-se também que existem movimentos na zona de deslocamentos nulos, onde pressupõe-se que o tubo está totalmente embutido na camada estável.

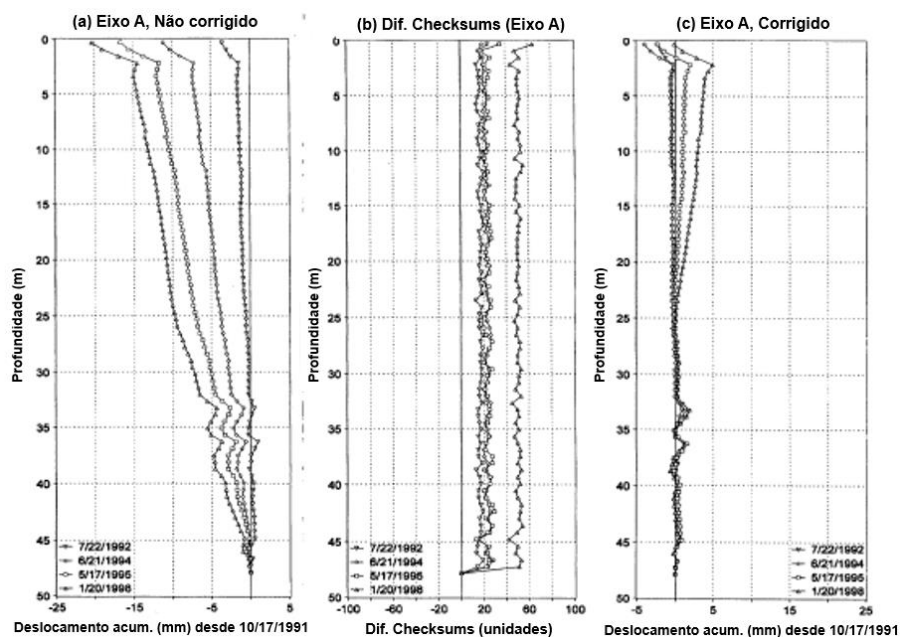


Figura 2.50. Dados sem corrigir (a), “checksums” (b) e resultados corrigidos (c), (Adaptado de Mikkelsen, 2003)

Para poder corrigir esse tipo de erro, existem formulações matemáticas simples para reverter o problema, Mikkelsen (2003) apresenta a seguinte fórmula e o seguinte exemplo, considerando os dados da figura 2.50:

$$bs = \frac{BSE}{N * C} = \frac{-10 \text{ mm}}{42 * 0,01 \text{ mm}} = -22 \quad (43)$$

Onde:

bs = correção do “bias-shift” por intervalo;

BSE = “bias-shift” erro total sobre a zona considerada;

N = número de intervalos de leitura;

C = intervalo de leitura / $2K_i = 0,01$ mm para sonda de 500 mm;

K_i = constante do instrumento = 25.000 para sondas métricas.

A figura 2.51 mostra ordens de grandeza devido ao “bias-shift” erro em função da profundidade.

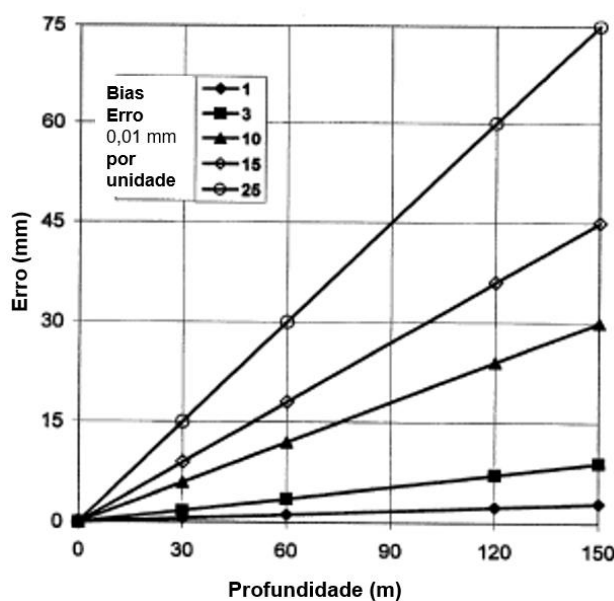


Figura 2.51. Ordem de grandeza de erros devido a “bias-shift” (Adaptado de Mikkelsen, 2003)

Mikkelsen (1996), sugere que a instalação do inclinômetro seja o mais vertical possível, pois uma maior precisão dos dados seriam obtidos se o tubo não apresenta-se curvaturas consideráveis. Os erros são proporcionais ao produto da inclinação do tubo e das variações do ângulo no alinhamento do sensor. Menciona também que a precisão de medida do inclinômetro depende da capacidade de medir variações de inclinação em profundidades específicas em lugar de avaliar perfis de deslocamentos.

b) Erro de Rotação: É geralmente causado por uma pequena rotação no alinhamento do eixo do sensor do acelerômetro da sonda (eixo A), em relação à direção do plano inclinado perpendicular a ele (eixo B). Em consequência dessa rotação, o sensor do eixo A vai medir parte da inclinação no eixo B e vice-versa, portanto pode-se definir o erro de rotação como o componente do eixo transversal

em uma leitura (Digipro2, 2018). O erro pode ser identificado, quando o valor de inclinação do eixo B está incorporado na leitura de inclinação do eixo A e vice-versa.

Para melhor ilustrar o problema, o manual do software GTILT (2010) apresenta o seguinte exemplo: considere-se uma combinação entre uma pequena rotação do alinhamento do sensor e uma inclinação de 4 graus de baixo para cima do tubo no eixo B. Seguidamente, uma sonda com o acelerômetro da direção A alinhado perfeitamente com as ranhuras na mesma direção, foi inserida para tomar as primeiras leituras. Logo uma nova sonda diferente com o acelerômetro da direção A alinhada 0,5 graus no sentido horário das ranhuras da mesma direção, foi inserida para as seguintes leituras. Consequentemente, todos os dados das leituras subsequentes na direção A0 excederão à primeira leitura em um tamanho igual ao seno de 0,5 graus vezes o valor da leitura na mesma profundidade na direção B0. E em contraste, todos os dados da leitura na direção A180 das leituras subsequentes, serão menores que os dados da primeira leitura, na mesma quantidade.

Numericamente, no exemplo anterior o erro será acumulado atingindo um valor igual ao seno de 0,5 graus vezes seno de 4 graus vezes a profundidade total do comprimento do tubo medido. Portanto para um tubo de 50 m o erro (e) calcula-se como:

$$e = \text{sen } 0,5^\circ * \text{sen } 4^\circ * 50 \text{ m} = 0,01 * 0,08 * 50 \text{ m} = 40 \text{ mm} \quad (44)$$

Cornforth (2005), menciona dois métodos para poder identificar o erro de rotação. No primeiro método, se faz uso do gráfico de desvio acumulado da vertical (forma do tubo no solo), quando se verifica que o tubo apresenta uma grande inclinação da vertical na direção B, então as leituras no eixo A provavelmente vão mostrar erros de rotação do acelerômetro. A experiência indica que esse problema pode ser atribuído ao manuseio brusco da sonda ou a ajustes indevidos em algum componente ou se a mesma sonda não for usada para conjuntos sucessivos de medições.

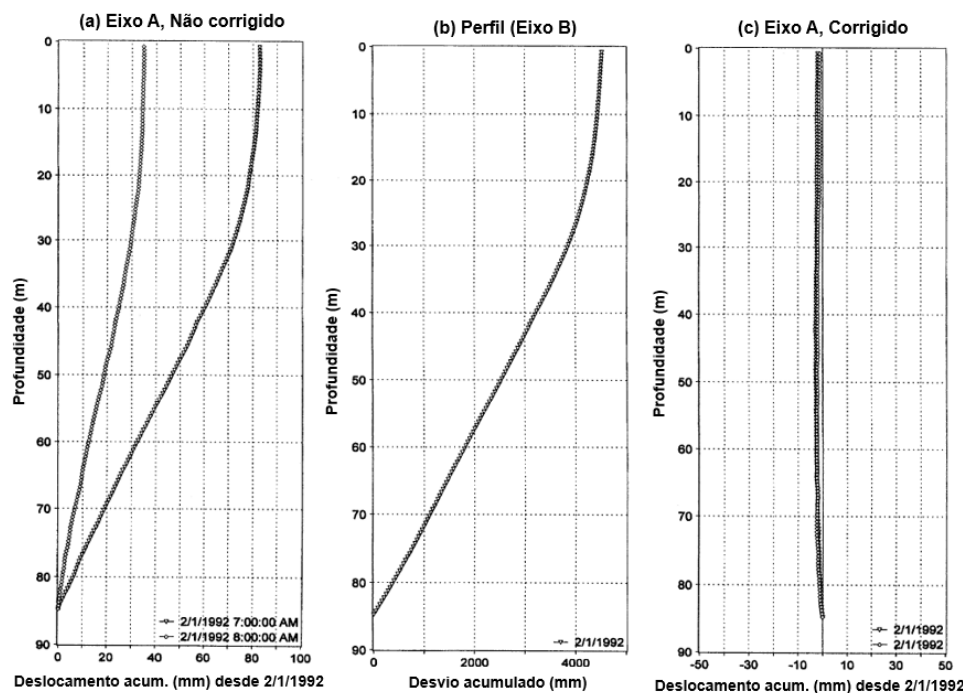


Figura 2.52. Erros de rotação entre três sondas diferentes. Conjuntos de dados obtidos consecutivamente, uma hora após. Deslocamento acumulado eixo A (a), desvio acumulado eixo B (b), deslocamento acumulado corrigido (c) (Mikkelsen, 2003)

No segundo método, utilizando os gráficos de deslocamento acumulado, pode-se identificar o erro quando as curvas em um eixo (eixo A) são semelhantes em forma às curvas do gráfico de desvio acumulado do outro eixo (eixo B) ou vice-versa. A figura 2.52a, mostra as curvas de deslocamento acumulado do eixo A, de três conjuntos de leituras em um intervalo de 1 hora, tomadas com três sondas diferentes da mesma marca por Mikkelsen (2003). Os dados tomados para um intervalo de uma hora mostram um erro total de 83 mm de deslocamento acumulado no eixo A e no eixo B um desvio acumulado de 4.500 mm, na figura 2.52b, evidentemente existe uma grande semelhança e uma diferença marcante nas medidas dos deslocamentos. Uma deflexão acumulada significativa atinge a superfície, no entanto não há um plano de cisalhamento evidente.

A figura 2.53, mostra uma representação em 3D visando mostrar o cálculo do ângulo do erro de rotação ($\sin \alpha_A$) a partir dos valores das curvas traçadas na figura anterior. O deslocamento de 35 mm e 83 mm vistos na figura 2.52a e o desvio da vertical ao longo do comprimento do tubo de 4500 mm, permitem calcular o ângulo do erro de rotação ou os desalinhamentos relativos como $\sin 0,45^\circ = 0,0078$ e $\sin 1,05^\circ = 0,0184$. Com esses fatores de correção podem-se obter as curvas de deslocamento acumulado corrigidas (figura 2.52c).

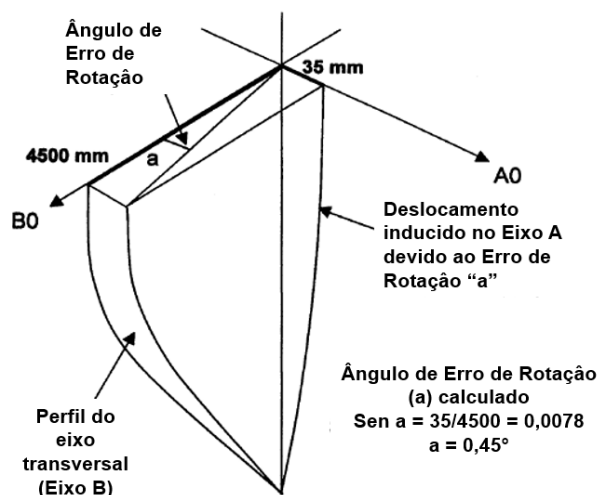


Figura 2.53. Erro de rotação em função da inclinação do eixo transversal (Mikkelsen, 2003)

Uma representação gráfica de ordens de grandeza do erro de rotação é mostrada na figura 2.54, o gráfico quantifica o erro considerando diferentes inclinações da vertical, note-se que o tamanho da rotação do alinhamento é geralmente menor que um grau, ou seja como $\text{seno } 1^\circ = 0,0175$.

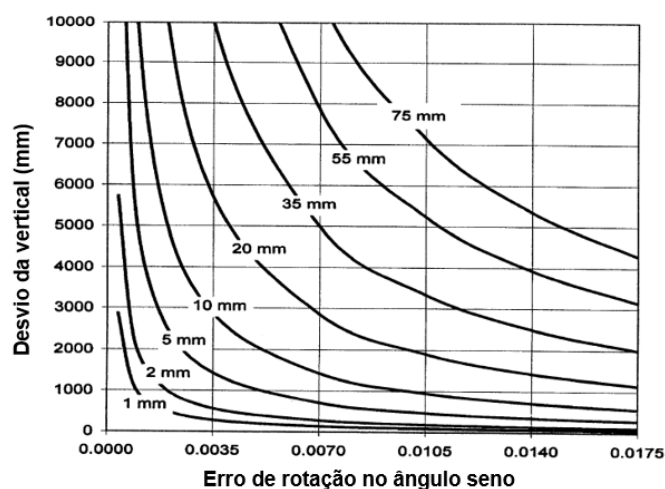


Figura 2.54. Ordens de grandeza do erro de rotação (Mikkelsen, 2003)

Cornforth (2005) menciona que ocasionalmente uma combinação de erros podem acontecer, por exemplo no caso da presença do “bias-shift” erro e erro de rotação simultaneamente, nesse caso o “bias-shift” erro deve ser removido primeiro. Se logo da primeira correção o erro de rotação é evidente, então pode-se realizar a segunda correção por rotação.

Na prática, o erro de rotação não é simples de avaliar, pois às vezes existem problemas com a fixação do fundo do tubo na camada estável. No entanto, pode

acontecer o caso em que outros inclinômetros com inclinações significativas indiquem erros de rotação importantes, por isso, a avaliação deste tipo de erro obedece a dados consistentes com as leituras de outros tubos de inclinômetro realizadas com a mesma sonda (Mikkelsen, 2003).

c) Erro de posição de profundidade (DPE): O erro de posição de profundidade ($DPE = \text{Depth Position Error}$), surge quando as posições verticais de medição da sonda mudam entre os conjuntos de dados, isto é quando na primeira medição estima-se a leitura na profundidade “h”, então devido ao problema, na seguinte medição as leituras serão realizadas na profundidade “ $h \pm \Delta h$ ”.

Segundo Cornforth (2005), o erro é causado por alterações nas posições verticais devido a assentamentos no solo e o correspondente assentamento do tubo (compressão do tubo), por danos no tubo, por variações no comprimento do cabo (troca de cabo), torção do cabo, por erros do mesmo operador ou por curvaturas importantes do tubo. A grandeza do erro de posição de profundidade (DPE) depende dessa curvatura e de outro parâmetro denominado erro de posicionamento da sonda vertical ($PPE = \text{Probe positioning Error}$) (Mikkelsen e DiBiagio, 2015). A estimativa do PPE pode ser realizada através de análises gráficos e planilhas de cálculo, no entanto, atualmente existem dispositivos para medir o PPE, usando bandas de aço ou tiras magnéticas que são instaladas no exterior do tubo em intervalos de 3 a 6 m ou às vezes mais estendidos.

O efeito de assentamento contribui com o DPE, segundo Mikkelsen e DiBiagio (2015) quando um solo está em processo de adensamento, o solo compressível e o preenchimento subjacente no tubo arrastam para baixo o tubo inclinométrico, diminuindo a distância entre a parte superior e inferior. Aqueles encurtamentos geralmente não são significativos, por exemplo encurtamentos do comprimento de 1% ou inferiores não afetam a integridade do tubo, porém podem causar erros nas leituras em sondas de intervalos de medição de 0,50 m.

O esquema apresentado na figura 2.55 mostra um cenário típico em um aterro, onde as marcas de profundidade começariam acumulando erros de cima para baixo. Esse valor de assentamento “ δ ”, vai prejudicar as leituras inferiores, o erro de posição da sonda (PPE) nessa profundidade será equivalente ao assentamento nessa profundidade. Idealmente um tubo perfeitamente linear não apresenta erros nas

medições, mas na realidade sempre haverá tubos com curvaturas que causarão erros proporcionais à quantidade de curvatura e à quantidade de erro de posição da profundidade (PPE) em cada intervalo.

Vários autores mencionam que para identificar graficamente um possível caso de erro de posição de profundidade, é vital traçar as curvas de desvio incremental (curvatura do tubo) pois esse gráfico é uma característica única de cada tubo no solo e deve ser comparado com o gráfico de deslocamento acumulado do mesmo eixo não corrigido. Se ambos os gráficos são semelhantes em proporção em algum intervalo de profundidade, então o erro será identificado.

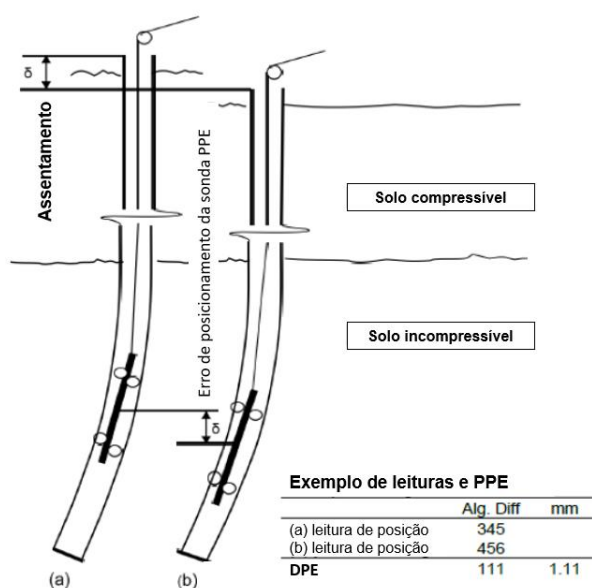


Figura 2.55. Ilustração do erro de posição de profundidade (DPE) em tubo com curvatura causada por assentamento; a) posição inicial da sonda com leitura de inclinação de 3,45 mm; e (b) posição subsequente da sonda após assentamento com leitura de inclinação de 4,56 mm. DPE = 1,11 mm. Mikkelsen e DiBiagio (2015)

Uma relação matemática direta para poder calcular o erro de posição da profundidade (DPE) através do erro de posicionamento (PPE) foi proposta por Mikkelsen e DiBiagio (2015) para um intervalo, usando a seguinte equação:

$$DPE = \left(\frac{PPE}{L_s} \right) * C_r \quad (45)$$

Onde:

PPE = erro de posição da sonda;

Ls = comprimento da sonda = intervalo de leitura;

Cr = curvatura = $T2-T1$;

$T1$ = inclinação no nível original de leitura;

$T2$ = inclinação no intervalo abaixo ou acima, dependendo da polaridade do PPE.

Os autores consideram que essa relação matemática assume uma progressão linear da curvatura entre intervalos, essa afirmação não é totalmente certa pois introduz uma pequena “ondulação” residual nos resultados. No entanto, é a suposição mais aceita considerando um intervalo de leitura para 0,5 m e 1 m.

Por exemplo, se o $PPE = 100$ mm, $L_s = 500$ mm e $C_r = (6,12 - 3,02)$ mm, o erro em um intervalo seria:

$$DPE \text{ (mm)} = \left(\frac{100}{500}\right) \times (6,12 - 3,02) = 0,20 \times (3,10) = 0,62 \text{ mm}$$

Se esse valor de $PPE = 100$ mm permanecer constante sobre uma curvatura também constante, em 5 m de profundidade (10 intervalos de L) acumularia um DPE total de 6,2 mm, isso é comum em instalações acima de 30 m, pois apresentam curvaturas constantes com a profundidade.

O processo para corrigir o erro explica-se na figura 2.56. Nos gráficos (a) e (b) foram otimizadas as escalas horizontais com o objetivo de que sejam as mais aproximadas possíveis. A proporção entre as escalas tem um valor aproximado de 0,2, então o PPE para uma sonda de 2 pés de comprimento (intervalo de leituras) é $0,2 \times 2$ pés = 0,4 pés ou 0,12 m de assentamento.

No exemplo gráfico apresentado por Mikkelsen e DiBiagio (2015), no intervalo entre 0 a 100 pés de profundidade na figura 2.56b, a curva é considerada vertical e não tem semelhança com a figura 2.56a no mesmo intervalo. No entanto, nessa figura existe um valor de variação de 0,25” (6 mm) abaixo de 120 pés de profundidade que denota congruência espelhada com o gráfico de desvio incremental na figura 2.56b. Essa congruência espelhada significa que a sonda está em intervalos abaixo dos intervalos de leitura originais. Aplicando uniformemente esse fator de assentamento calculado para os dados abaixo de 80 pés de

profundidade, à rotina de assentamento para DPE causada pelo assentamento, podem-se corrigir os resultados como mostrado na figura 2.56(c), com ajuda de planilhas de cálculo e programas complementares de computador.

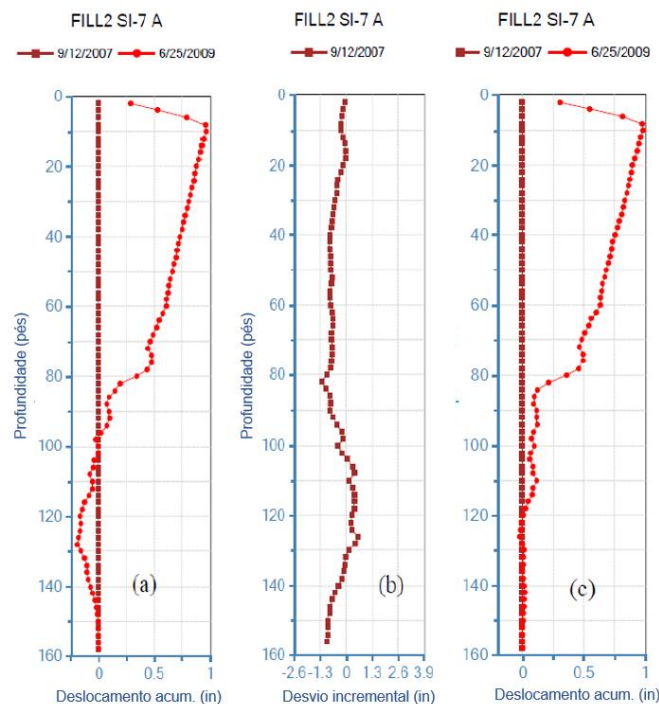


Figura 2.56. Erro de posição de profundidade (DPE) causado pelo assentamento; (a) curva não corrigida de deslocamento acumulado; (b) gráfico de desvio incremental; e (c) curva corrigida para DPE. Mikkelsen e DiBiagio (2015)

O erro de posição de profundidade (DPE), é um tipo de erro imprevisto e difícil de lidar, deve ser corrigido com ferramentas modernas através da tentativa e erro, particularmente para profundidades maiores a 30 m. Uma correta análise de engenharia contempla a identificação e correção dos resultados, utilizando alguns dos métodos explicados anteriormente. As comparações gráficas e cálculos simples devem buscar o melhor ajuste para poder minimizar esse tipo de erro.

d) Erro de desvio de sensibilidade: O erro de desvio de sensibilidade é o erro sistemático menos comum, caracteriza-se pela alteração de alguns elementos eletrônicos internos do instrumento, por causa do tempo de uso ou por danos físicos na sonda. O erro é gerado por um desvio operacional no pré-amplificador da sonda, geralmente é difícil de identificar e somente uma avaliação pelo fabricante e posterior calibração da sonda vai corrigir esse tipo de erro do instrumento.

Mikkelsen (2003) menciona que o erro é proporcional ao tamanho das medições, em geral são produzidos erros em um intervalo entre 1 a 2% dos deslocamentos. Se um inclinômetro tem um deslocamento da vertical de um metro o erro para um desvio de 2% seria de 20 mm. O autor comenta que quanto maior a inclinação do tubo maior será o erro.

3

Área de Estudo - Caso de obra (Faculdade de Ciências Sociais - PUCP)

3.1.

Caracterização Geológica – Geotécnica

3.1.1.

Geologia e geomorfologia

O Conglomerado de Lima é um depósito de origem aluvial de características heterogêneas, limitado por rochas sedimentares do Jurássico Superior, do Cretáceo Inferior e rochas intrusivas do Batólito Andino, materializado em mapas geológicos como (Q-al). Este material, pertence ao período quaternário depositado na última etapa do Pleistoceno, formando um leque fluvial com mais de 60 milhões de anos. Caracteriza-se por apresentar crostas calcárias (entre 15 cm até 4m) formadas pela precipitação de carbonato de cálcio presente nas águas subterrâneas que se infiltram na bacia do rio Rímac. Em muitos setores é observado a formação de voçorocas como resultado da erosão eólica (Shuan, 2011). Tem-se a seguir algumas características geológicas do Conglomerado de Lima (Martínez, 2007):

- O Conglomerado de Lima pertence ao depósito formado pelo segmento cônico dos rios Rímac e Chillón. Esses rios por sua vez pertencem à era quaternária;
- Origem fluvio-aluvial (Q-al), ligado à história da evolução dos rios Rímac e Chillón;
- Caracteriza-se por ser heterogêneo, irregular e descontínuo, formando lentes, camadas de diferentes formas e dimensões, como argilas, silte e areias médias a finas dentro da grande massa do conglomerado formado predominantemente por pedregulho com matriz de areia e silte;
- O solo predominante é o pedregulho do conglomerado com compacidade variando de fofo para rígido, intercalado com camadas de areias médias a finas, silte e argila, às vezes misturadas com outros solos finos;

- É pouco permeável ($K = 10^{-3}$ m/s) e apresenta capacidade de carga que varia de alta (maior a 4 Kg/cm²), regular (1 a 2 Kg/cm²) e baixa (menos de 1 Kg/cm²) na província do Callao;
- Possui potências ou espessuras médias, no rio Chillón de 400m, no rio Rímac de 200m e no sul do Callao atingindo até 600m de profundidade;
- O limite inferior é a base rochosa de origem cretáceo.

Martínez (2007) menciona algumas características da geomorfologia do Conglomerado de Lima:

- O solo da cidade de Lima é formado pela influência dos rios Rímac e Chillón, esses solos apresentam características diferentes de origem, geometria, propriedades, composição, etc. O solo predominante é composto por pedregulho;
- Os pedregulhos são formados por rochas ígneas, predominam os granodioritos no rio Rímac e no rio Chillón os andesitos vulcânicos;
- A presença das escarpas nos penhascos da Costa Verde indicam uma importante evolução geodinâmica da erosão do mar no solo de Lima;
- Foram encontrados horizontes do conglomerado cujos pedregulhos são completamente alterados, podendo ser considerados como solo arenoso;
- O lençol freático sofreu variações significativas, cuja descida em 1988 ultrapassou 60 m no centro de Lima e níveis mais altos em depressões ou áreas confinadas dentro do conglomerado da zona da Punta - Callao.

3.1.2. Caracterização Geotécnica

Os parâmetros geotécnicos considerados para caracterizar ao Conglomerado de Lima, foram estimados através da compilação de um grande número de ensaios laboratoriais e in situ, correspondentes a vários estudos realizados na cidade de Lima. Ensaiar amostras neste tipo de solo é um trabalho complicado devido as diferentes limitações existentes, mesmo assim foi possível determinar faixas de valores para os parâmetros medidos.

Sánchez et al. (2016), compilaram a informação de 266 ensaios distribuídos na área metropolitana de Lima, de amostras obtidas de sondagens manuais a

diferentes profundidades (máximo 30 m de profundidade) como o intuito de determinar a granulometria do conglomerado. Os resultados mostram que as partículas majoritárias correspondem ao pedregulho (53%), seguido pelo cascalho (28%), areia (17%), e partículas finas, como observado na figura 3.1.

Diversos ensaios de densidade dentro das sondagens manuais através do ensaio do frasco de areia foram executados visando estimar o peso específico aparente (γ). Os resultados obtidos de 267 ensaios, mostram que este parâmetro é praticamente constante com a profundidade, posto que estão dentro da faixa entre 20 a 24 kN/m³, sendo o valor meio de 22,2 kN/m³, como mostrado na figura 3.2.

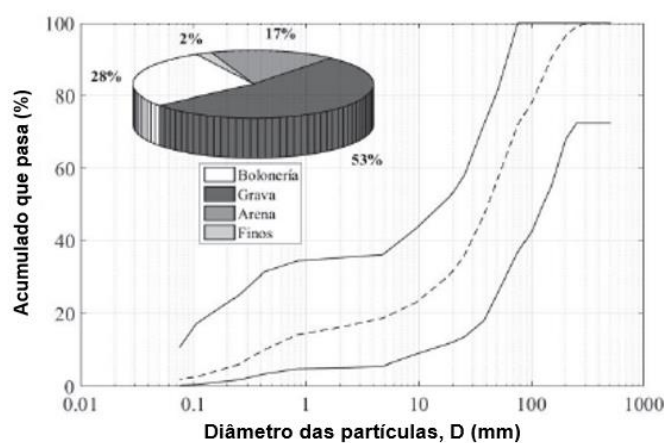


Figura 3.1. Curvas granulométricas obtidas a partir de ensaios globais de granulometria do Conglomerado de Lima (Sánchez et al., 2016)

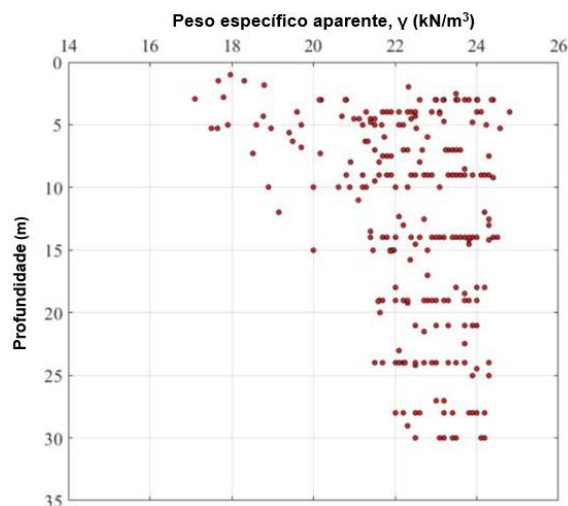


Figura 3.2. Distribuição dos ensaios de densidade in situ de acordo com a profundidade do Conglomerado de Lima (Sánchez et al., 2016)

3.1.2.1. Investigação geotécnica de campo

Durante a fase de projeto, foram executadas 5 sondagens, 2 através de perfuração rotativa diamantina até a profundidade de 15m e 3 por meio de sondagens escavadas com ferramentas manuais até a profundidade de 6m. As perfurações diamantinas foram denominadas como P1 e P2, enquanto as sondagens manuais como C1, C2 e C3. As localizações das sondagens são mostradas na figura 3.3.

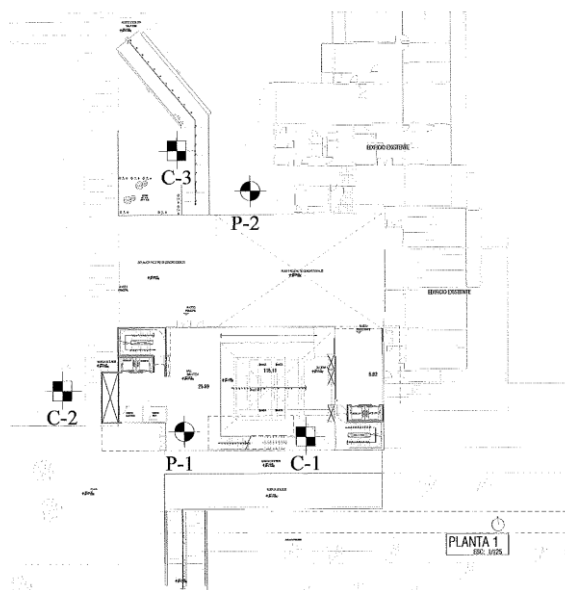


Figura 3.3. Localização dos pontos de sondagem

O boletim de sondagem identificou 2 horizontes distintos. As sondagens executadas indicaram uma camada superficial de argila siltosa de baixa plasticidade, moderadamente densa, úmida, cor marrom claro (CL-ML) com presença de cascalhos. Seguida de uma camada de pedregulho arenoso mudando de bem graduado para mal graduado, moderadamente denso, levemente úmido, cor cinza claro, com partículas sub-arredondadas e blocos arredondados de tamanho máximo de 30 cm, identificado na classificação SUCS como GP-GW. Esta camada é de profundidade variável a partir de 1,00 m de profundidade e alcança até a profundidade máxima investigada de 15,00 m. Esse depósito típico de material do rio Rímac continua similarmente abaixo de 280m (Kuroiwa, 1973). Na área de estudo, o lençol freático não foi detectado dentro da profundidade investigada na data em que a investigação de campo foi realizada (05/03/2016 e 25/06/2016). A tabela 3.1 e a figura 3.4 mostram um dos perfis do solo.

Tabela 3.1. Perfil do solo.

Solo	Profundidade (m)	
	de	até
CL-ML	0,00	1,00
GP-GW (Moderadamente denso)	1,00	15,00
GP-GW (Denso)	15,00	40,00

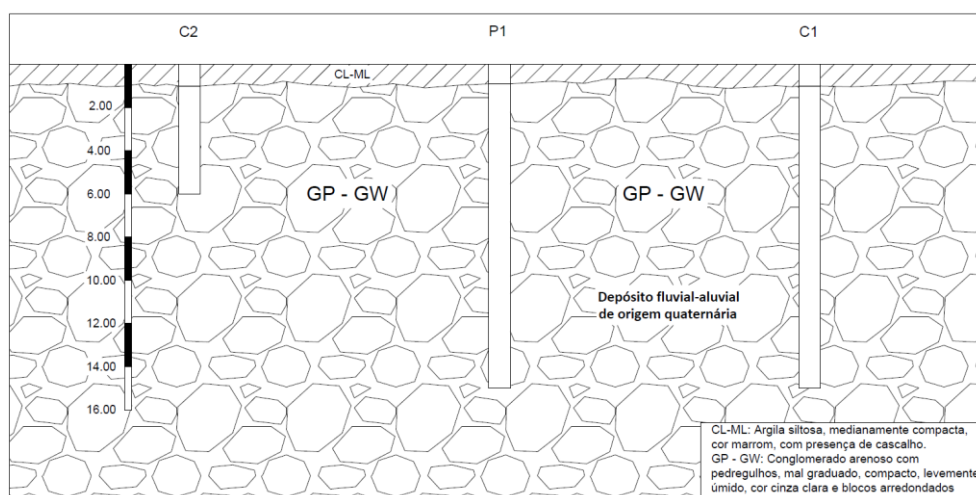


Figura 3.4. Perfil do solo

Tabela 3.2. Valores dos parâmetros da investigação geotécnica.

Parâmetro	Símbolo	Valor	Valor
Profundidade		0,00 a 5,00	> 5,00
Peso específico	γ	21,8 kN/m ³	21,8 kN/m ³
Coesão	c	0,00 kPa	20,0 kPa
Ângulo de atrito	φ	30°	35°
Coef. Empuxo Activo Estático	K _a	0,32	0,27
Coef. Empuxo Repouso Estático	K _o	0,50	0,43

No processo de execução das sondagens, não foram observados problemas de estabilidade das paredes aparentemente devido ao efeito de arco que se produz pelo tipo de perfuração e por parte da coesão das partículas finas. Os valores recomendados para a avaliação dos empuxos laterais propostos pela investigação geotécnica são os seguintes:

É importante indicar que os valores mostrados não foram sustentados por algum ensaio de resistência de acordo ao tipo de solo, que permita suportar e justificar corretamente os parâmetros de resistência propostos para a área de estudo, os projetistas tomaram esse perfil estratigráfico como referência. Para obter os parâmetros de resistência do solo, Pilotes Terratest Perú (2016) considerou experiências anteriores de outros projetos de escavação semelhantes (no mesmo tipo de solo), também com base de consulta bibliográfica dos vários ensaios de cisalhamento direto a grande escala realizados neste tipo de solo (tabela 3.3). Além disso, o uso de informação de monitoramento com inclinômetros que foram realizadas em projetos de escavações profundas verificando o comportamento do solo, a rigidez e resistência do Conglomerado de Lima, conseguindo assim calibrar os parâmetros que utilizaram para suas análises em projetos de cortinas atirantadas.

3.1.2.2. Parâmetros de resistência

Os valores dos parâmetros de resistência do ângulo de atrito efetivo (ϕ') e da coesão efetiva (c'), foram obtidos de ensaios de cisalhamento direto in situ e de laboratório em grande escala (figura 3.5), distribuídos em diferentes locais da cidade de Lima, com amostras obtidas a 11m de profundidade máxima. Os valores mostrados na tabela 3.3 e figura 3.6 com base nos resultados das pesquisas realizadas por De la Rosa (1974) e a compilação de dados obtidos por Shuan (2011), mostram que os valores de pico da coesão efetiva estão na faixa entre 10 a 64 kPa, enquanto os valores do ângulo de atrito efetivo estão na faixa entre 34° a 43,5°.

Tabela 3.3. Valores de (ϕ') e (c') dos resultados dos ensaios in situ para o conglomerado de Lima (Adaptado de Sánchez et al., 2016)

Ano	Localização	Ângulo de Atrito ($^{\circ}$)	Coesão (kPa)
2015	Setor Santa Anita (20 m) Pico	43	47
	Setor Santa Anita (20 m) Residual	39,5	40
2014	Setor Santa Anita (10,5 m) Pico	42	64
	Setor Santa Anita (10,5 m) Residual	37,5	36
	Av. Salaverry, Hospital del Empleado	36	40
	Hotel Larcomar, Miraflores (pé do talude do penhasco)	35	10
	Hotel Larcomar, Miraflores (talude a 40 msnm)	40	20
2007	Laboratório Geotécnico do Centro Peruano-Japonês	43,5	27
2005	Interseção Av. Izaguirre e Panamericana Norte	40	20
1997	Malecón de la Marina, Miraflores (Shuan, 2011)	39,9	55
1996	Interseção Av. Venezuela e Av. Universitaria (Shuan, 2011)	34	15
1982	Interseção Av. Emancipación e Jr. Camaná	40	40
1972	Interseção Av. Abancay e Av. Nicolás Piérola (Beneficencia) (Shuan, 2011)	37	60
	Interseção Av. Abancay e Av. Nicolás Piérola (Ministério de Educação) (Shuan, 2011)	36	40



Figura 3.5. Ensaio de cisalhamento direto in situ em grande escala (Carrillo et al., 1999)

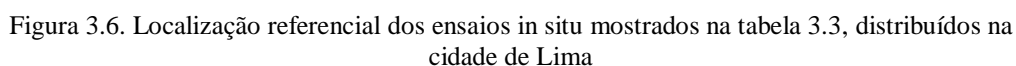


Gráfico 1: Fator de segurança (FS) versus Coesão (c) para diferentes ângulos de atrito (ϕ). O eixo horizontal representa a Coesão, c (kPa), variando de 10 a 60. O eixo vertical representa o Fator de segurança, FS, variando de 0.6 a 1.1. Três curvas são mostradas para diferentes ângulos de atrito: $\phi = 42^\circ$ (linha tracejada), $\phi = 44^\circ$ (linha pontilhada) e $\phi = 47^\circ$ (linha sólida). Todas as curvas mostram um aumento contínuo do Fator de segurança com o aumento da Coesão.

Coesão, c (kPa)	FS ($\phi = 42^\circ$)	FS ($\phi = 44^\circ$)	FS ($\phi = 47^\circ$)
23	0.78	0.83	0.90
30	0.83	0.87	0.95
40	0.90	0.94	1.00
50	0.95	1.00	1.07

Figura 3.7. Resultados das retro análises em grandes taludes de Lima (altura 70 m e inclinação 65°)
(Sánchez et al., 2016)

Resultados semelhantes dos parâmetros de resistência foram estimados por Martínez (2007), com base em resultados de dados estatísticos de ensaios de cisalhamento direto in situ e de laboratório em obras como barragens, muros de arrimo, etc., a fim de analisar e comparar esses parâmetros com os pedregulhos do Conglomerado de Lima (tabela 3.4). Finalmente, o autor indica que os valores extremos do ângulo de atrito interno para o Conglomerado de Lima são: valor máximo de 50° para o pedregulho e valor mínimo de 28° para areia fofa.

Tabela 3.4. Valores de (ϕ') e (c') dos resultados dos ensaios in situ para o conglomerado de Lima (Martínez, 2007)

Localização	Tipo de Estudo	Parâmetros			
		z (m)	c (kg/cm ²)	ϕ ($^\circ$)	γ (Ton/m ³)
Hospital de Empleados		8	0,4	36	-
Banco de la Vivienda (Av. Emancipación x Av. Canadá)		10	0,4	40	-
Ministerio de Educación Av. Abancay x Av. Nicolás de Piérola)	Fundação quadrada em Lima Metropolitana	6,2	0,4	36	-
Terreno de la Beneficiencia Pública (Av. Abancay)		9	0,6	37	2,2
Barranco	Fundação e estabilidade de taludes	-			
	Terço superior	-	0	35	2,0
	Terço inferior	-	0,4	35	2,0
Costa Verde (Penhascos Punta-Chorrillos)	Estabilidade de Taludes	-	0,6	39	2,2
Costa Verde (GP-GS)	1. Terzaghi-Peck (1967), para sapata quadrada	2	0,4	$25 \leq \phi \leq 40$	2,2
	2. Vesic (1973), sapata quadrada				
Costa Verde	Compilação de dados sobre estabilidade de Taludes-Lima	-	$0,4 \leq c \leq 0,8$	$38 \leq \phi \leq 42$	$1,8 \leq \gamma \leq 2,2$
Campus UNMSM		4,3	0,15	34	-
Malecón de la Marina (Miraflores-Lima)		-	0,55	39,9	-

Gómez (2019), da mesma maneira coletou dados dos resultados de ensaios de cisalhamento direto in situ e de laboratório em grande escala distribuídos em diferentes locais da cidade de Lima, mostrados nas figuras 3.8, 3.9 (resistência pico) e 3.10 (resistência última). Dentro da dispersão de dados, fixou valores limites dos parâmetros de resistência considerando valores médios de ângulo de atrito efetivo (ϕ') igual a $44,4^\circ$, coesão efetiva (c') igual a 20 kN/m^2 e ângulo de dilatância (ψ) igual a $11,9^\circ$, este último parâmetro foi obtido através de uma análise dos ensaios de granulometria.

Com base nesses resultados de diferentes ensaios no Conglomerado de Lima, e verificando que esse tipo de solo está presente em toda a extensão do projeto deste estudo, se considera adequado propor os parâmetros de resistência utilizando essa informação, posto que, no local do projeto, não foi realizado algum tipo de ensaio como os anteriores. Dessa maneira considera-se um valor de ângulo de atrito efetivo (ϕ') igual a 42° , coesão efetiva (c') igual a 20 kN/m^2 e ângulo de dilatância (ψ) igual a $11,9^\circ$, para o material mais superficial que poderá ir aumentando de valores segundo a profundidade. Esses valores adotados serão utilizados para realizar a primeira tentativa de modelagem numérica e as análises de estabilidade de taludes visando avaliar os objetivos da pesquisa.

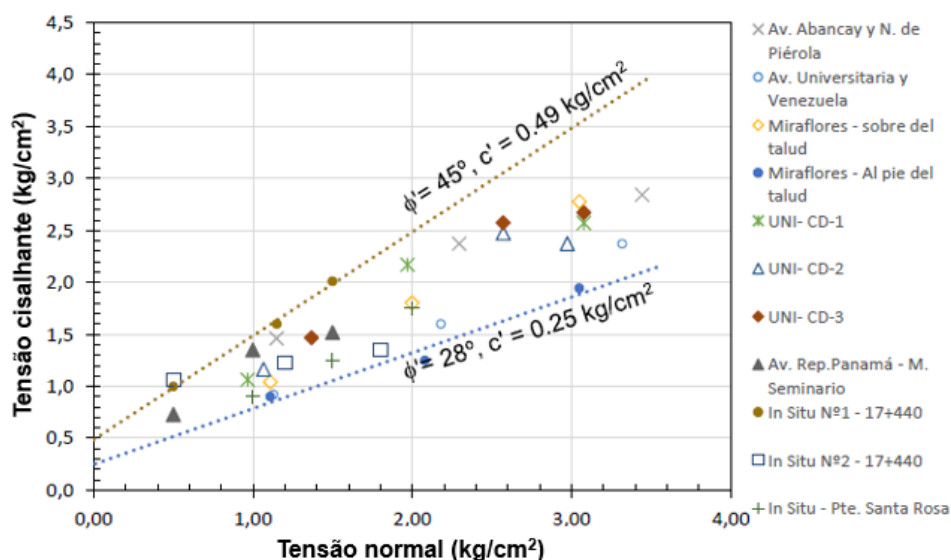


Figura 3.8. Resistência ao cisalhamento em ensaios in situ (Gómez, 2019)

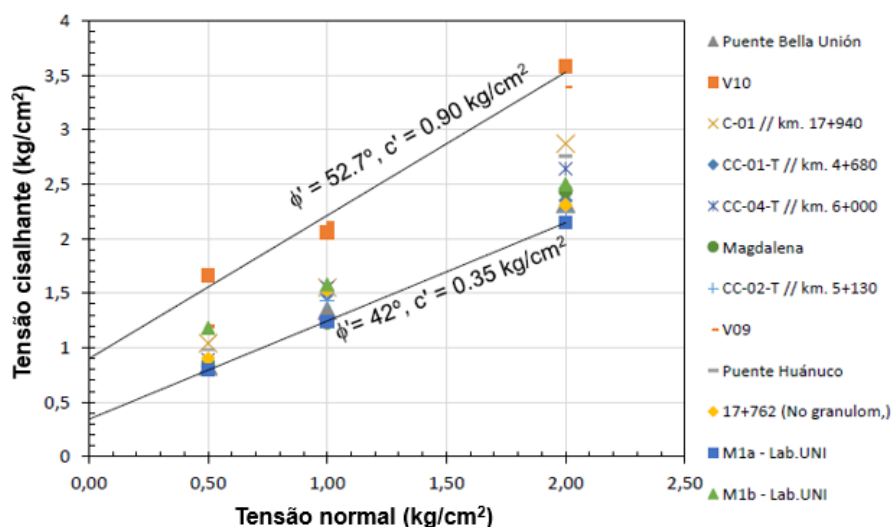


Figura 3.9. Resistência pico em ensaios de laboratório a grande escala (Gómez, 2019)

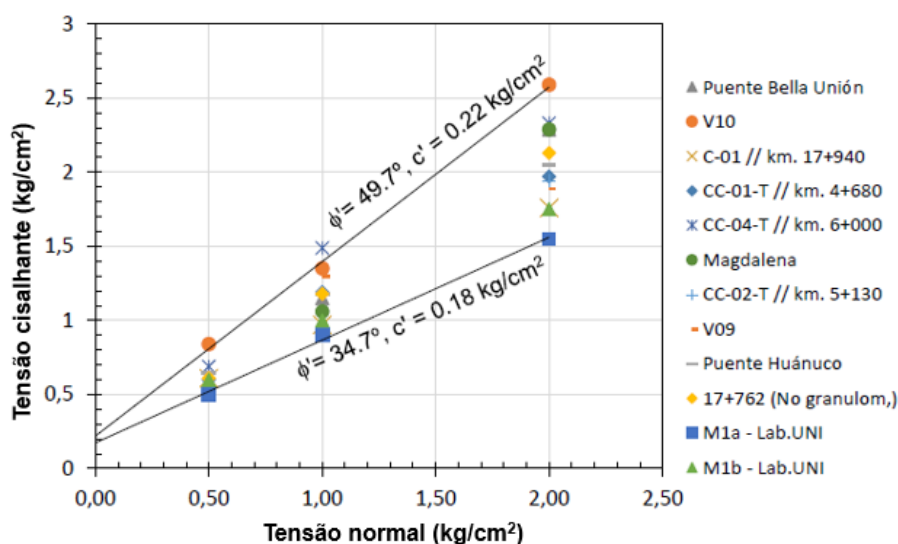


Figura 3.10. Resistência última em ensaios de laboratório a grande escala (Gómez, 2019)

3.2. Descrição do projeto

O projeto trata-se de uma escavação em solo predominantemente de pedregulho sem presença do nível de água, com o objetivo de construir um edifício para uma faculdade universitária no bairro de San Miguel em Lima-Peru. A estrutura possui 9 andares e 3 níveis de subsolo, construída em um terreno de aproximadamente 1.890 m^2 com uma área construída final de 11.750 m^2 . A nova estrutura está cercada principalmente por áreas livres e jardins, sem sobrecargas importantes, no entanto encontra-se no lado direito um prédio de 3 andares sem subsolos, como mostrado na figura 3.11a.

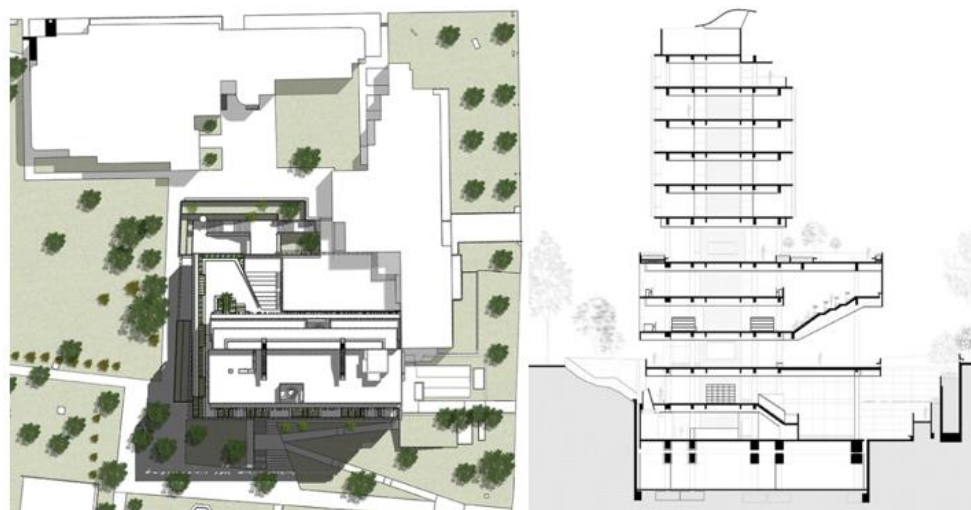


Figura 3.11. (a) Vista em planta do projeto, (b) Vista arquitetônica em corte do projeto do edifício (Plataforma Arquitectura, 2018)

O edifício de concreto armado está estruturado em base a um sistema de sapatas com placas, vigas, colunas e lajes maciças. Destaca-se o uso de fundações especiais compostas por um sistema de proteção sísmica baseado em amortecedores sísmicos, localizados na base da estrutura.

Os trabalhos de escavação para os subsolos atingiram uma profundidade máxima de 15 m na maior parte do terreno, com algumas zonas com profundidades entre 7 e 10 m (figura 3.13). O sistema de contenção de solos consistiu em uma solução com muros grampeados permanentes. Essa solução permanente foi por causa de isolar as fundações e a estrutura das paredes da escavação, dessa maneira a estrutura poderia-se movimentar livremente quando seja solicitada por algum movimento sísmico, através dos amortecedores (figura 3.12).

A escavação foi realizada em fases sucessivas de corte do terreno, de acordo com cada nível de escavação estabelecido para o processo de construção dos muros. Procedeu-se com a escavação em massa até o primeiro patamar, seguido dos trabalhos de grampeamento sequenciais, reforçando o solo progressivamente e ajudando ao suporte do material atrás sem reforço.

O projeto considerou diversas linhas de grampos e o paramento da estrutura foi construído com muros de concreto armado de 0,35m de espessura e 15 m de altura máxima com f_{ck} do concreto igual a 35 MPa. Os grampos executados possuem comprimento variável de 5 a 12m, instalados em furos de 120 mm de diâmetro, com uma inclinação de 10° em relação à horizontal e grampos de maior

diâmetro (52 mm) nas zonas de maior altura, de acordo com os estudos de análise de estabilidade proposto pelos projetistas. Na figura 3.12, pode-se observar uma vista em corte da distribuição padrão dos grampos e na figura 3.13 a distribuição dos grampos em planta. Devido a que a cidade de Lima não sofre fortes chuvas em relação a outras cidades e o nível d'água localiza-se a profundidades maiores do fundo da escavação, então não foi projetado um sistema de drenagem.

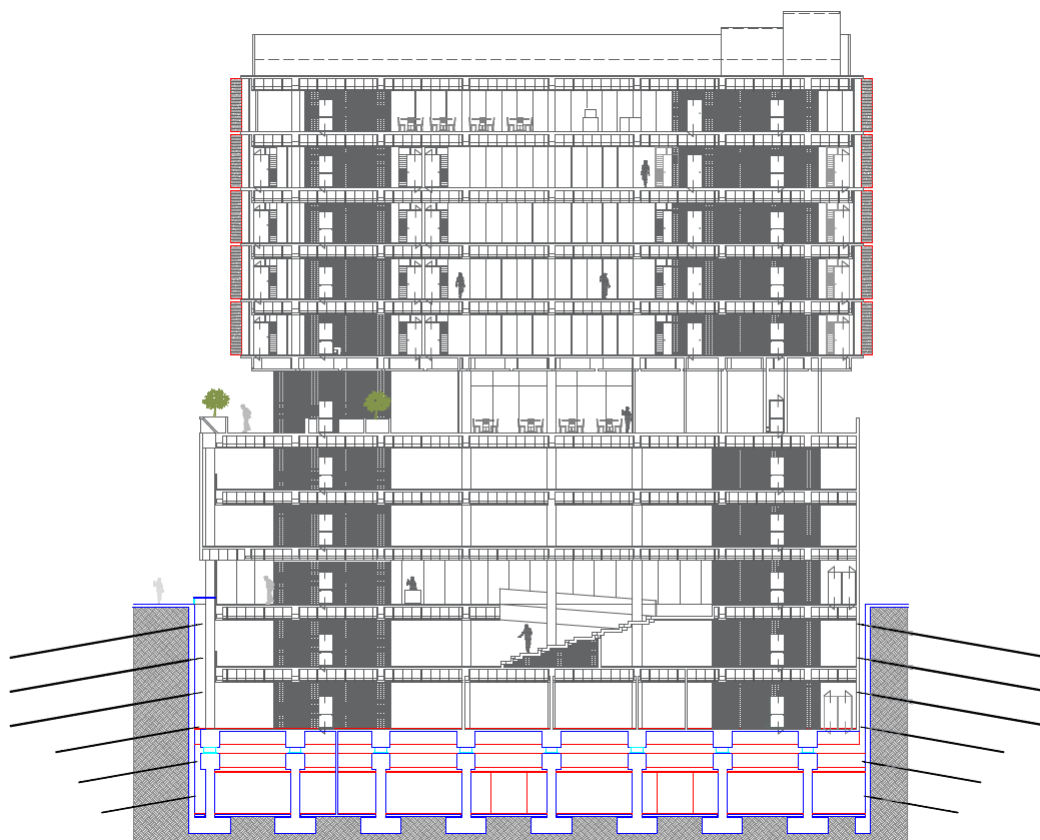


Figura 3.12. Vista em corte destacando a distribuição vertical dos grampos e amortecedores sísmicos

No dimensionamento dos grampos, foram analisadas as informações de diversos ensaios de arrancamento realizados em outros projetos com as mesmas características do Conglomerado de Lima pela mesma empresa construtora para estimar o valor da resistência ao arrancamento (q_s). Pilotes Terratest Perú (2010) realizou um ensaio de arrancamento no projeto da Linha 1 do metrô de Lima, em uma trincheira de 3,0 m de profundidade para barras de 2,5m com um bulbo de diâmetro $d = 0,12m$. O ensaio estimou um valor de q_s igual a 455 kN/m^2 (aplicando um fator de redução 1,4). Puelles (2011), também realizou ensaios de arrancamento no mesmo tipo de solo, o autor conclui que o valor da resistência ao arrancamento

última varia entre 1,34 MPa a 1,44 MPa (1340 kN/m^2 a 1440 kN/m^2) em profundidades superiores a 2,50m, para comprimentos de bulbos de 3,0 e 4,0m de diâmetro $d = 0,10\text{m}$, onde foi verificado que a partir desta profundidade a tensão efetiva não exerce influência na capacidade final de aderência na interfase solo/nata de cimento. Considerando esses antecedentes, para o presente trabalho considerou-se adequado utilizar um valor admissível de $q_s = 350 \text{ kN/m}^2$ para a camada GP1 (0 – 8,0m) e 400 kN/m^2 para a camada GP2 (8,0 – 30,0m), para as análises de estabilidade.

A figura 3.13 mostra que em toda a área do projeto os níveis máximos de escavação são variáveis, sendo a zona mais profunda o setor localizado no centro. No lado esquerdo inferior pode-se observar a base do guindaste instalado. Para conter a sobrecarga adicional dessa estrutura foi necessário a execução de 4 tirantes protendidos instalados em 2 linhas (figura 4.37), somente nessa área específica.

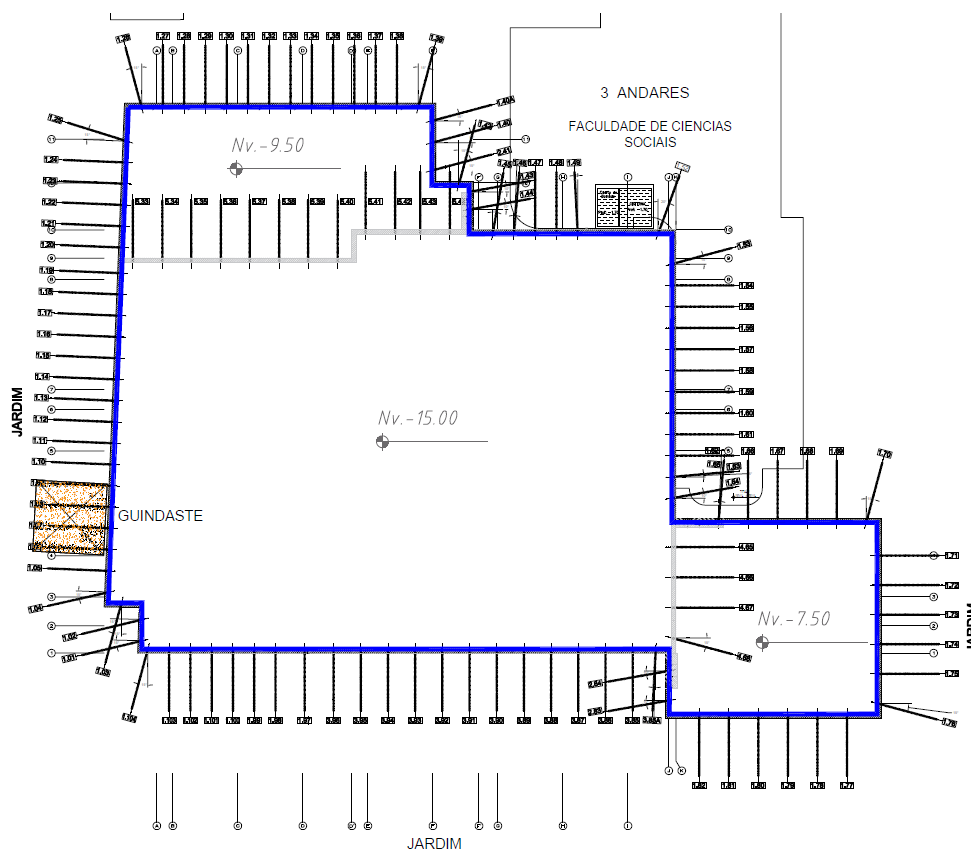


Figura 3.13. Vista em planta da distribuição dos grampos

As análises de estabilidade foram realizadas pela empresa Pilotes Terratest Peru, através de uma análise de tensões efetivas com o método de Bishop Simplificado (mecanismo de ruptura de superfícies potenciais circulares). Utilizou-

se o programa computacional GGU-Stability para obter os fatores de segurança das superfícies mais críticas, esses fatores admissíveis adotados no projeto baseiam-se em critérios usuais de segurança e da norma técnica peruana vigente de solos e fundações NTP E050. Esta norma considera um fator de segurança para estabilidade de taludes mínimo de 1,5 para a condição de final de implantação (caso estático) e de 1,25 para o caso pseudo-estático, ambos casos para o estado permanente.

Para o caso pseudo-estático, os projetistas consideraram as recomendações de Hynes-Griffin e Franklin (1984) e Kramer (1996), esses autores mencionam que deve ser tomado um coeficiente sísmico entre 1/3 a 1/2 do PGA (Peak Ground Acceleration). Segundo o indicado pelos especialistas estruturais do projeto, o PGA foi determinado para um período de retorno de 2.500 anos, o que resultou em um valor do PGA = 0,675g. Com base nessas recomendações, o coeficiente sísmico horizontal adotado para o projeto foi $k_h = 0,33g$. Na tabela 3.5, são apresentados os valores dos fatores de segurança obtidos para cada setor de análise.

Tabela 3.5. Valores do fator de segurança em função da seção e da condição de análise

Setor	Lista dos grampos	FS (estático)	FS (pseudo - estático)
SETOR 1 (Niv. -15,00 m)	1.01 @ 1.19 e 1.97 @ 1.104	1,52	1,26
SETOR 2 (Niv. -8,30 m)	1.20 @ 1.40 e 1.42 @ 1.44	1,52	1,26
SETOR 3 (Niv. -7,35 m)	1.69 @ 1.82	2,59	1,43
SETOR 4 (Niv. -7,35 m)	1.65 @ 1.68	2,43	1,47
SETOR 5 (Niv. -15,00 m)	1.45 @ 1.49 e 1.52 @ 1.64	1,55	1,27
SETOR 6 (Niv. -15,00 m)	5.33 @ 5.44	2,20	1,76
SETOR 7 (Niv. -15,00 m)	4.65 @ 4.68	1,84	1,30
SETOR 8 (Niv. -15,00 m)	3.85A @ 3.96	1,71	1,25

3.3. Descrição do Processo Construtivo

A obra foi projetada em 6 fases de escavação executadas em 5 meses, começando no dia 02 de dezembro de 2016 e concluindo no mês de abril de 2017. A primeira fase compreendeu a escavação em massa em nichos até o primeiro nível de escavação, onde o material escavado foi retirado através de uma rampa de acesso por meio de caminhões que recebiam o material das escavadeiras. Seguidamente a instalação dos grampos com injeção da nata simultaneamente e posterior construção das paredes de concreto armado. As seguintes fases de escavação foram executadas com o mesmo procedimento de escavação-perfuração-construção da parede com a sequência em nicho, até o nível de fundação.

A partir do terceiro nível, o material foi retirado com ajuda do guindaste instalado na borda da escavação (figura 3.13), além do trabalho combinado entre as escavadeiras localizadas na superfície e as outras dentro da zona escavada. A figura 3.14, mostra um painel fotográfico das fases de escavação da obra, pode-se observar em algumas fotos a abertura não intercalada de paredes, aproveitando a grande rigidez do solo que permitiu essa prática construtiva para diminuir o tempo dos trabalhos sem prejudicar a estabilidade local.

3.4. Instrumentação e monitoramento

A escavação foi acompanhada de monitoramento através de instrumentação geotécnica, com ajuda de inclinômetros verticais no perímetro do projeto, destinado a verificar os deslocamentos horizontais em superfície e em profundidade. No projeto foram instalados 4 inclinômetros distribuídos em zonas onde o interesse de conhecer os deslocamentos era mais importante. O fundo do furo com os tubos inclinométricos atingiram uma profundidade de 19 m, ou seja, 4m embaixo da máxima profundidade de escavação (15 m), o que garantiu a ancoragem suficiente do tubo para evitar os efeitos da escavação. Na figura 3.15, é apresentada, esquematicamente, a locação em planta de cada inclinômetro no perímetro da obra, instalados a 1 m da borda da escavação. A figura 3.16, mostra uma vista em corte referencial do inclinômetro INC-01 com a localização do elemento de monitoramento.



(a) Início dos trabalhos de escavação (12/ 2016)

(b) Início da escavação em massa (12/2016)



(c) Execução do primeiro nível (12/2016)

(d) Execução do segundo nível (01/2017)



(e) Execução do terceiro nível (01/2017)

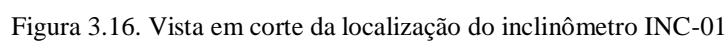
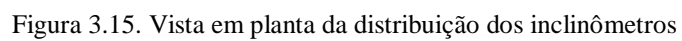
(f) Execução do quarto nível (02/2017)



(g) Execução do quinto nível (02/2017)

(h) Execução do sexto nível (03/2017)

Figura 3.14. Fases de escavação da obra



3.4.1.

Características do equipamento

Os dados de campo foram obtidos com uma sonda inclinométrica digital biaxial do fabricante RST Instruments, composta por um torpedo metálico de 710 mm de comprimento, 1,2 kg de peso e com diâmetro de 25,4 mm. O instrumento possui dois acelerômetros capazes de medir simultaneamente ambas as direções perpendiculares A e B. O sensor é guiado por pequenas rodas que garantem o alinhamento do instrumento no centro do tubo. Tem-se a seguir as características técnicas deste equipamento:

- Sonda: modelo DIGITAL MEMS INCLINOMETER SYSTEM;
- Resolução: + 0,005 mm / 500 mm;
- Repetibilidade: + 0,003°;
- Error: + 2 mm / 25 m;
- Faixa de medição: + 30° da vertical;
- Tipo de sensor: 2 acelerômetros MEMS;
- Faixa de operação térmica: -40° a 70 °C.

Além da sonda o equipamento compreende o cabo de sinal de 50 m de comprimento marcado a cada 0,5 m, que permite a transmissão do sinal da sonda para a unidade de leitura. A unidade de leitura é um dispositivo PDA (Personal Digital Assistant) sem fio que registra os dados de modo automático e permite obter os resultados imediatamente após as leituras. Os tubos utilizados possuem um diâmetro externo de 70 mm, diâmetro interno de 59mm e foram armados acoplando sucessivamente cada seção do tubo (3 metros), por meio de dispositivos de união e vedação com O-ring para garantir a impermeabilização. Para conseguir uma condição hermética foi necessário colocar fita adesiva de construção nas juntas para melhorar a vedação da junta e do acoplamento dos tubos.

3.4.2.

Instalação dos inclinômetros

O procedimento de instalação segue os passos indicados no item 2.3.1.1. Antes de começar com os trabalhos de escavação em massa, foram instalados os 4 tubos inclinométricos em furos de 152mm de diâmetro. Concluída a perfuração do

poço, o tubo foi introduzido cuidadosamente garantindo a verticalidade e o correto alinhamento das ranhuras. Cuidado especial foi tomado para não produzir distorções no tubo que impeçam a passagem da sonda em seu interior e na orientação das ranhuras.

Seguidamente, a ranhura A+ foi orientada perpendicularmente ao corte de escavação, de forma que as ranhuras B- e B + ficaram paralelas ao corte. As leituras em direção ao lado A+ denotam movimentos em direção à escavação (direção potencial de movimento da parede instrumentada), enquanto a medição em direção a A- denota movimento em direção ao solo. A orientação dos eixos A e B dos inclinômetros instalados são mostrados na figura 4.1.

A união com o solo foi materializada através da injeção de mistura de água-cimento com fator $a/c = 0,60$. O fluido foi injetado através de um tubo pead acoplado ao tubo do inclinômetro (figura 3.17) para garantir o preenchimento da perfuração. Esse tubo pead foi furado cada 5 a 8 cm para melhorar a injeção. Após a injeção do fluido, o tubo foi preenchido com água para impedir seu levantamento devido a pressão da injeção. Com o fluido endurecido o passo final foi a proteção dos tubos para evitar que sejam vandalizados.

3.4.3. Períodos de medição

Os inclinômetros foram instalados no mês de novembro de 2016, antes dos trabalhos de escavação massiva. No primeiro dia de escavação foi realizada a leitura inicial de referência e as seguintes leituras aproximadamente cada duas semanas, segundo o avanço das 6 fases de escavação como indicado na tabela 3.6. É importante destacar que as leituras foram tomadas somente nesta etapa, não foi coletada informação de leituras subsequentes ao término da escavação. A tabela 3.7 resume os dados referentes à instalação dos inclinômetros.

Tabela 3.6. Resumo do estado da obra em cada leitura realizada durante toda a escavação

Leitura	Data	Cota de esc. (m)	Fase de construção			
			INC-01	INC-02	INC-03	INC-04
0	02/12/2016	0,0	Início dos trabalhos	Início dos trabalhos	Início dos trabalhos	Início dos trabalhos
1	27/12/2016	-2,2	Nível 1 + Grampo 1 (sem muro)	Nível 1 + Grampo 1+ Muro	Nível 1 + Grampo 1+ Muro	Nível 1 + Grampo 1+ Muro
2	12/01/2017	-4,4	Nível 2 + Grampo 2 + Muro	Nível 2 + Grampo 2 + Muro	Nível 2 + Grampo 2 + Muro	Nível 2 + Grampo 2 + Muro
3	27/01/2017	-6,6	Nível 3 + Grampo 3 (sem muro)	Nível 3 + Grampo 3 + Muro	Nível 3 + Grampo 3 + Muro	Nível 3 + Grampo 3 + Muro
4	10/02/2017	-8,8	Nível 4 + Grampo 4 + Muro	Nível 4 + Grampo 4 (sem muro)	Nível 4 + Grampo 4 + Muro	Nível 4 + Grampo 4 + Muro
5	27/02/2017	-11,0	Nível 5 + Grampo 5 (sem muro)	Nível 5 + Grampo 5 + Muro	Nível 5 + Grampo 5 + Muro	Nível 5 + Grampo 5 + Muro
6	10/03/2017	-15,0	Nível 6 + Grampo 6 + Muro	Nível 6 + Grampo 6 + Muro	Nível 6 + Grampo 6 + Muro	Nível 6 + Grampo 6 + Muro



Figura 3.17. Tubo de inclinômetro INC-04 instalado

Tabela 3.7. Dados referentes à instalação dos inclinômetros instalados

Dados	INC-01	INC-02	INC-03	INC-04
Data instalação	24/11/2016	24/11/2016	25/11/2016	25/11/2016
Data leitura inicial	2/12/2016	2/12/2016	2/12/2016	2/12/2016
Azimute (°) (Eixo A)	185	185	275	275
Elevação do Topo do Tubo (m)	66,05	66,45	65,85	65,85
Elevação da Superfície do Terreno (m)	65,55	65,95	65,35	65,35
Elevação da Base do Tubo (m)	46,55	46,95	46,35	46,35
Comprimento do tubo (m)	19,50	19,50	19,50	19,50
Trecho do tubo acima da superfície (m)	0,50	0,50	0,50	0,50

4

Análise dos resultados de campo

4.1.

Deslocamentos

4.1.1.

Avaliação de Erros Sistemáticos

A coleta de dados em inclinômetros é uma atividade simples de realizar, o equipamento dispõe de várias ferramentas que permitem a gravação automática dos dados, desta forma obtém-se resultados instantaneamente de maneira gráfica. Este fato faz com que seja atribuída grande confiança aos profissionais menos experientes, que acreditam que a informação coletada em uma primeira tentativa vai dar sempre dados certos, livres de erros sistemáticos negligenciando a necessidade de diagnóstico de erros e procedimentos de correção. Esse processo leva à falta de entendimento e permite que erros não verificados passem despercebidos.

Nem todas as campanhas de monitoramento consideram o cuidado devido ao procedimento de coleta de dados, pois não seguem um protocolo adequado que permita impedir a ocorrência de vários tipos de erros sistemáticos capazes de influenciar nas leituras e produzir indicações falsas de deslocamento. Às vezes são desprezadas algumas verificações prévias ao trabalho de campo, tais como a verificação de desgaste das rodas do instrumento, condição do cabo e das baterias, calibração do instrumento, alterações internas no sensor, entre outros.

Os diferentes tipos de erros sistemáticos podem acontecer em uma campanha de medição de deslocamentos com inclinômetros, uma combinação entre experiência e o conhecimento para identificar erros permitirão diferenciar entre dados certos ou errados. Como mencionado anteriormente, neste projeto foram instalados 4 inclinômetros no perímetro da obra nos locais de maior interesse (figura 3.18), a seguir serão aplicadas as verificações gráficas para ver se as medições feitas

apresentam algum tipo de erro sistemático com base nas indicações e recomendações que existem na literatura investigada.

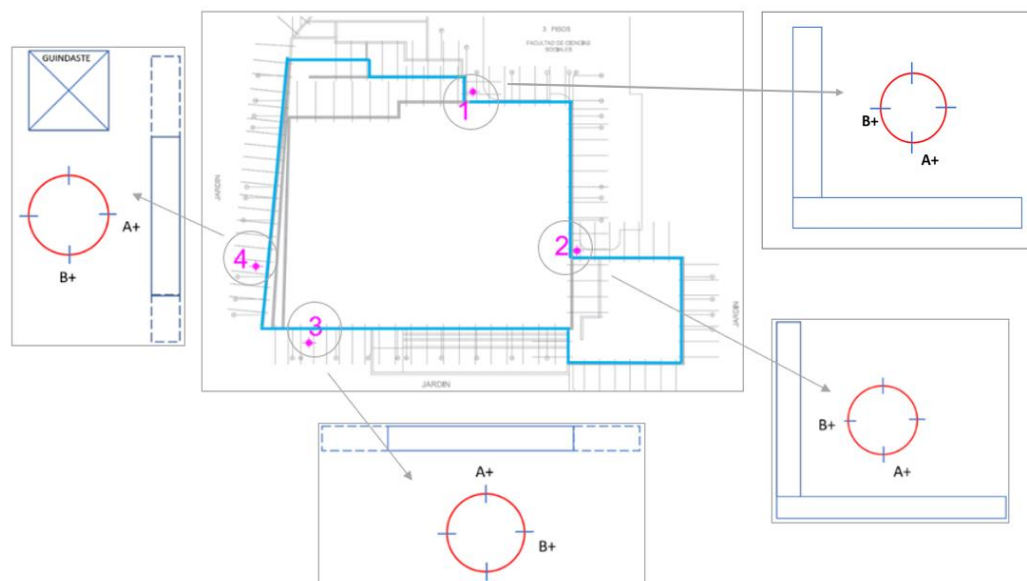


Figura 4.1. Localização dos inclinômetros em planta, com a orientação dos eixos A+ e B+

a) Verificação do “Bias-shift” erro: Foi explicado anteriormente que a primeira maneira de identificar o “bias shift” erro é através do traço das curvas do “checksum”, esses gráficos geralmente mantêm uma tendência vertical, com curvas de variações dentro de um intervalo horizontal de valores definido. O manual de instruções do fabricante RST Instruments (2017), indica uma faixa de valores apropriados para as variações do “checksum” da ordem entre + 4,5mm e -3,5mm em profundidades consecutivas. A seguir serão mostrados os gráficos de “checksum” dos eixos de cada inclinômetro como uma primeira avaliação do erro.

Os gráficos do “checksum” do inclinômetro INC-01 dos eixos A e B (figura 4.2), mostram curvas de variações com um evidente comportamento vertical dentro de um intervalo definido em quase toda a profundidade do tubo, com exceção do último trecho. Nessa parte final, podem-se observar variações mais acentuadas, no entanto mantem-se dentro do intervalo recomendado pelo fabricante. Essa diferença específica em ambos eixos, provavelmente pode ser atribuída à falta de completa fixação do fundo ou por imperfeições nas ranhuras. Por outro lado, as curvas de variações diferenciadas no topo do tubo são por causa de se-encontrar livre na superfície, sem restrições de movimento.

Para o inclinômetro INC-02, em ambos eixos A e B (figura 4.3), nota-se a curva da medição 0 isolada do grupo de curvas, essa diferença não pode dar certeza de um erro deste tipo, posto que, a variação não está dentro de um mesmo grupo de dados entre medições opostas e não mostra um desvio importante. Na profundidade próxima a 13m, existe um pico específico em ambos eixos, no entanto mantem-se dentro do intervalo recomendado pelo fabricante. Esse comportamento diferenciado poderia ser causado pela irregularidade do solo, posto que, neste solo de pedregulho podem se encontrar grandes blocos arredondados que poderiam deformar o tubo ou a outra razão poderia ser atribuída ao acoplamento do tubo na cota -13,00m, essa conexão aparentemente não manteria a continuidade, gerando distorções.

Os gráficos do inclinômetro INC-03, no eixo A (figura 4.4a) mostram uma tendência praticamente vertical em toda a profundidade, o “bias-shift” erro não é detectado neste eixo. No entanto, no eixo B (figura 4.4b), existem diferenças nas cotas -4m e -13m, coincidindo com as cotas dos acoplamentos telescópicos dos tubos, que poderiam gerar essas variações específicas, que estão dentro do intervalo recomendado. No caso do inclinômetro INC-04, no eixo A (figura 4.5a), ocorre uma situação similar ao caso anterior na cota -4.00m, possivelmente por causa do acoplamento dos tubos. Já para o eixo B (figura 4.5b) ocorre a mesma situação do INC-03 eixo B, mas verifica-se um comportamento diferenciado na cota -7.00m, que também coincide com o ponto de acoplamento de tubos (tubos de 3 m de comprimento), possivelmente apresenta alguma pequena descontinuidade na conexão, no entanto os valores estão dentro do intervalo. É importante indicar que o tubo estava obstruído desde a cota -18.00m.

Através dessas simples verificações gráficas recomendadas por diferentes autores, foi possível comprovar que não haveria um caso evidente de “bias shift” erro nos gráficos de “checksum” ou em uma quantidade muito baixa, pois existem alguns comportamentos diferenciados em pontos específicos que já foram avaliados.

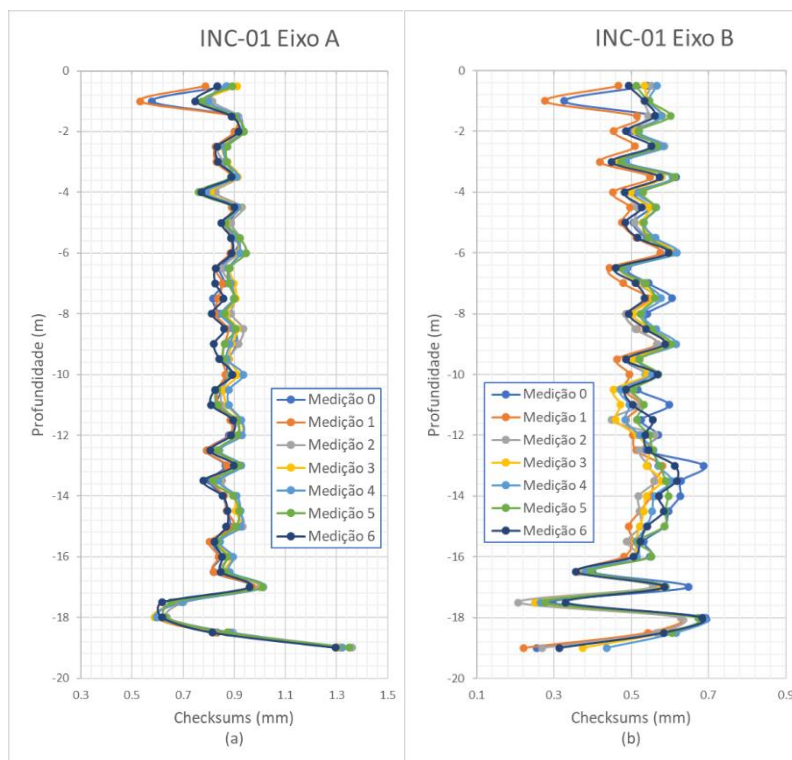


Figura 4.2. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-01

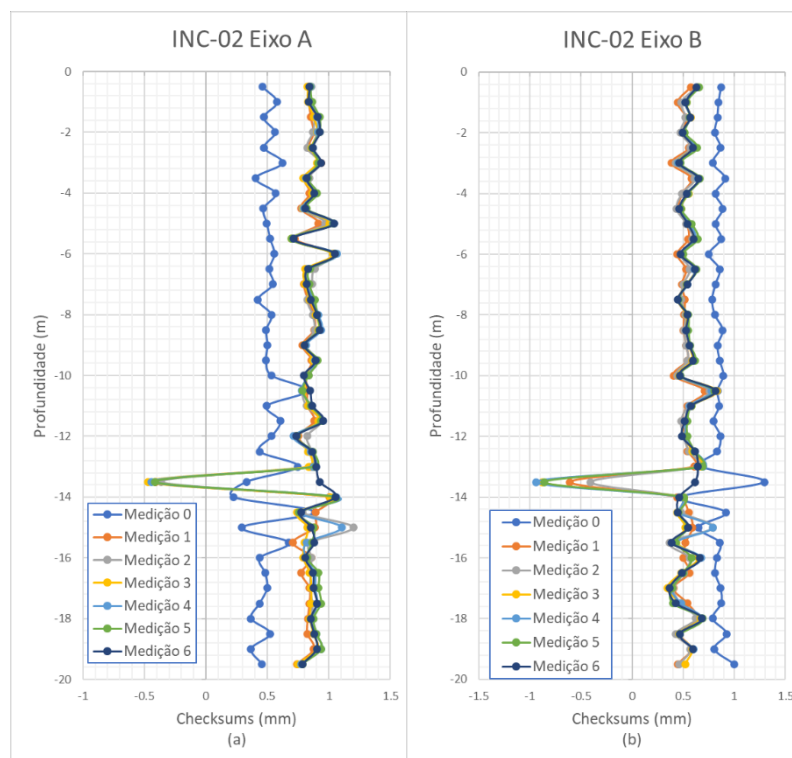


Figura 4.3. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-02

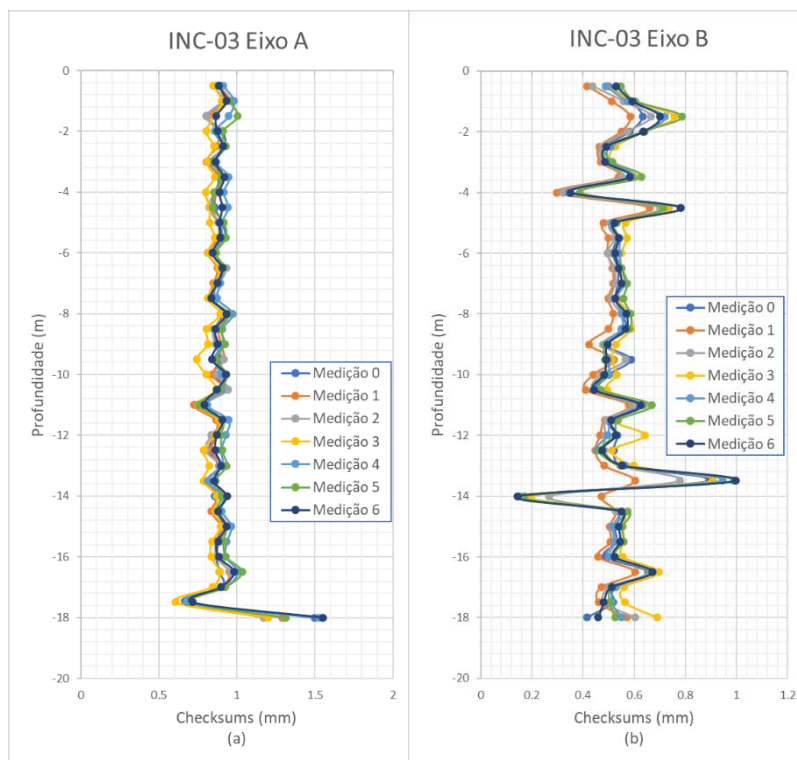


Figura 4.4. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-03

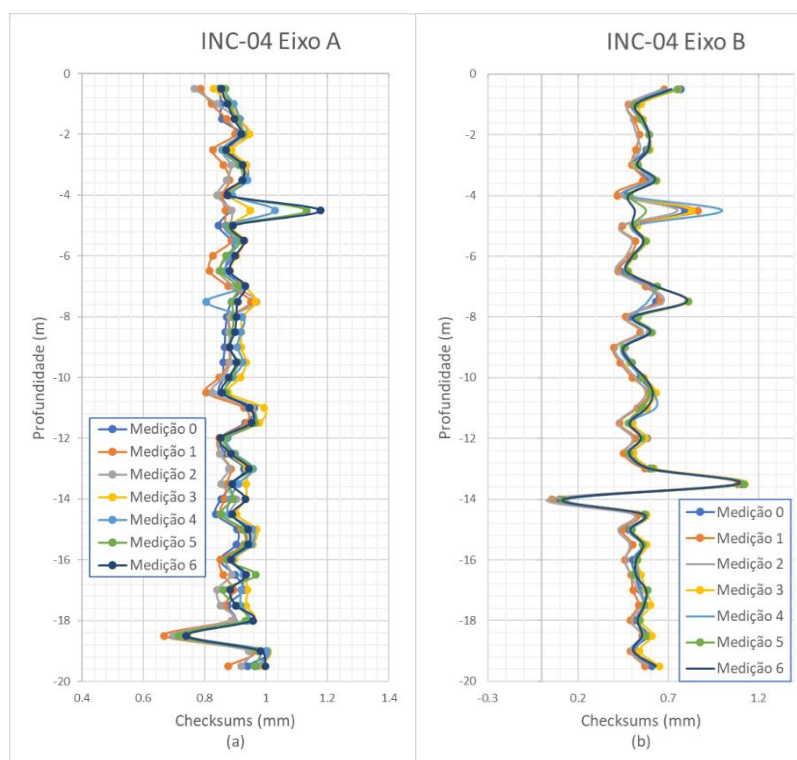


Figura 4.5. Curvas do “checksum” dos eixos A e B do inclinômetro INC-04

Além da verificação utilizando os gráficos de “Checksum”, este tipo de erro pode-se identificar graficamente no gráfico de deslocamento acumulado x profundidade, pois os gráficos com problemas de “bias shift”, evidenciam uma inclinação para a frente ou para atrás a partir da vertical, como se fosse o efeito de um “limpador de para-brisa”, onde o balanço ocorre em torno de um ponto de giro aparente, localizado na base do tubo na camada mais estável, como mostrado na figura 2.50. A seguir serão mostrados os gráficos respectivos para os 4 inclinômetros instalados. No caso do INC-01, por se encontrar próximo de um canto convexo (figura 4.1), serão analisados os gráficos dos eixos A e B, da mesma maneira para o INC-02. No caso dos inclinômetros INC-03 e INC-04, somente foi analisado o gráfico de deslocamento acumulado do eixo A, pois, os deslocamentos no eixo B não são de muito interesse.

Nas proximidades do inclinômetro INC-01 existe uma profundidade máxima de escavação de 15m para o eixo A, pode-se observar na figura 4.6a que para o eixo A as curvas apresentam o mesmo comportamento vertical a partir de 15 m até a profundidade máxima do tubo, sem mostrar alguma tendência de movimento tipo “limpador de para-brisa” ao redor de um ponto, mostrando claramente a zona de embutimento. Adicionalmente, as tendências dos movimentos em cada medição são subsequentes, apontando para o lado da escavação acompanhando o processo construtivo. As curvas do eixo B (figura 4.6b), mostram um comportamento muito similar ao eixo A, mas neste caso a zona de embutimento começa a partir de 12m de profundidade, segundo o nível de escavação máximo nessa zona. A partir dessas evidências, pode-se descartar um problema de “bias shift” erro.

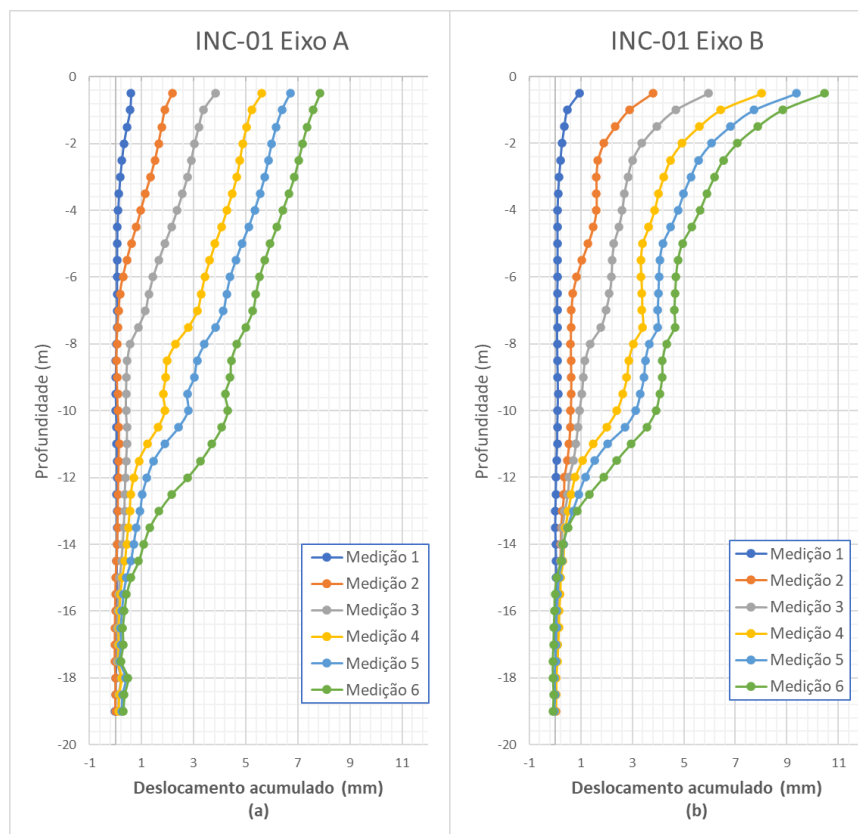


Figura 4.6. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-01 - Eixos A e B

No caso do inclinômetro INC-02, no eixo A, mesmo que as curvas iniciem no lado negativo com valores da ordem de 1mm (figura 4.7a), e que os valores das medições 3,4 e 5, não sejam subsequentes (em um intervalo muito pequeno), a tendência dos movimentos apontam para o lado da escavação nessa zona. Pode-se observar que a partir de 9 m de profundidade (profundidade máxima da escavação) os movimentos são aparentemente quase nulos, mostrando a localização da zona de embutimento e evidenciando que não existe um comportamento claro do efeito tipo “limpador de para-brisa”. No eixo B (figura 4.7b), da mesma maneira as medições iniciam no lado negativo, no entanto, as seguintes medições mostram deslocamentos subsequentes apontando para o lado da escavação. Na zona embutida (de 15m até 19m) não é observado esse efeito “para-brisa”, então pode-se também descartar o “bias-shift” erro.

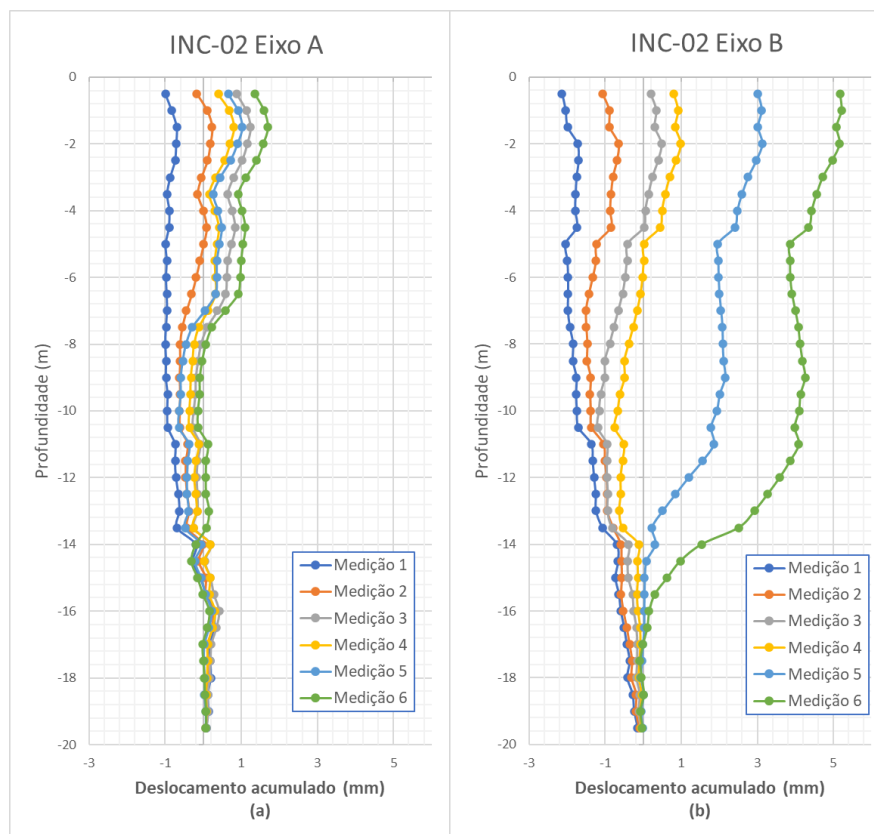


Figura 4.7. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-02 - Eixos A e B

Os gráficos de deslocamento dos inclinômetros INC-03 e INC-04 (figuras 4.8a e 4.9a), mostram um comportamento normal para uma escavação, pois praticamente os movimentos começam desde 0 em direção ao lado positivo (lado da escavação) de maneira acumulada e consecutiva, de acordo à mobilização progressiva das tensões nos grampos. A zona de embutida mostra-se claramente a partir de 15m de profundidade onde não é observado o efeito tipo “para-brisa” característico do “bias-shift” erro. Os movimentos no eixo B de ambos inclinômetros são mínimos, mesmo que, o comportamento nesse eixo não é de interesse, não é evidenciado esse tipo de erro.

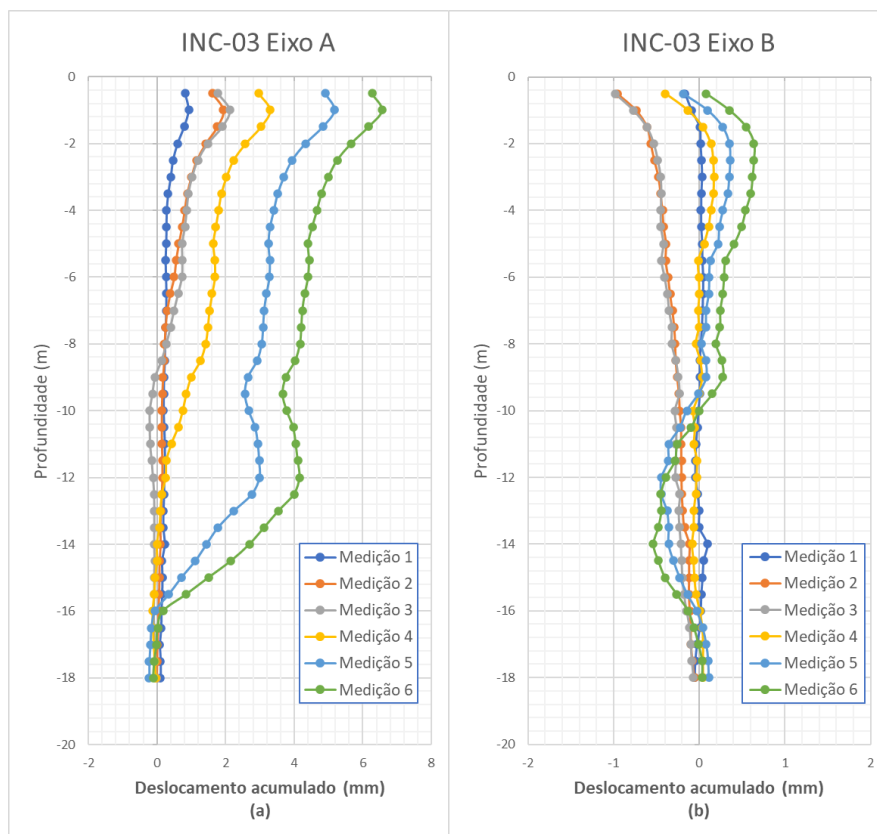


Figura 4.8. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-03 Eixos A e B

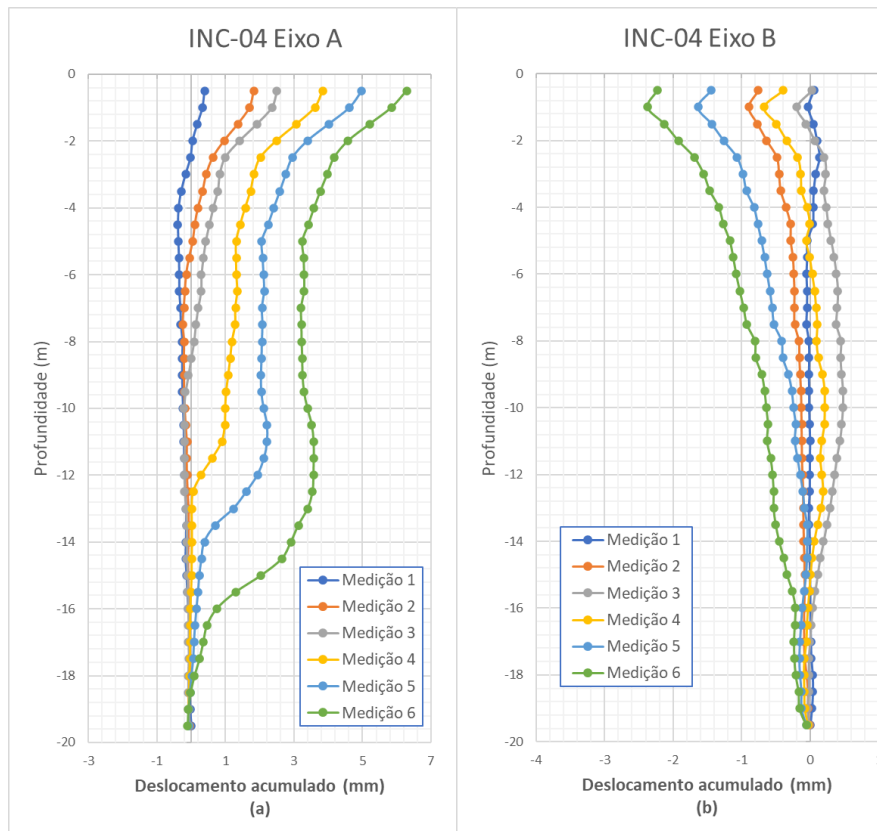


Figura 4.9. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-04 Eixos A e B

b) Verificação do erro de rotação: Como visto anteriormente, para que exista um possível caso de erro de rotação, o tubo deveria mostrar uma inclinação evidente com relação à linha vertical. Um perfil bastante inclinado do tubo seria pouco provável neste caso, pois os gráficos de deslocamentos acumulados anteriores mostraram valores muito pequenos, devido à alta rigidez do solo e a resistência dada pelos grampos. Para esse fim, é preciso traçar os gráficos de desvio acumulado x profundidade de cada eixo e poder observar a forma do tubo. O manual de instruções do fabricante RST Instruments (2017) denomina ao gráfico de desvio acumulado como “posição absoluta”, onde um valor de posição absoluto em uma profundidade específica é a soma dos desvios médios, começando da parte inferior até aquela profundidade específica. A posição absoluta é o perfil do tubo em relação ao eixo vertical em um determinado plano. A seguir serão mostrados os gráficos respectivos dos eixos de cada inclinômetro para uma primeira avaliação do erro.

Os gráficos mostram os perfis dos tubos no solo, com diferentes alinhamentos em cada eixo, no entanto, essa inclinação não está severamente fora do alinhamento vertical, como o caso do exemplo da figura 2.52b. Existe uma grande diferença entre os valores de inclinação neste gráfico em relação aos gráficos das figuras 4.10 até 4.13, embora as figuras 4.11a e 4.11b apresentem os maiores valores de desvio. Segundo essa simples verificação gráfica, não encontra-se uma evidência clara, a probabilidade de ocorrência deste tipo de erro é baixa.

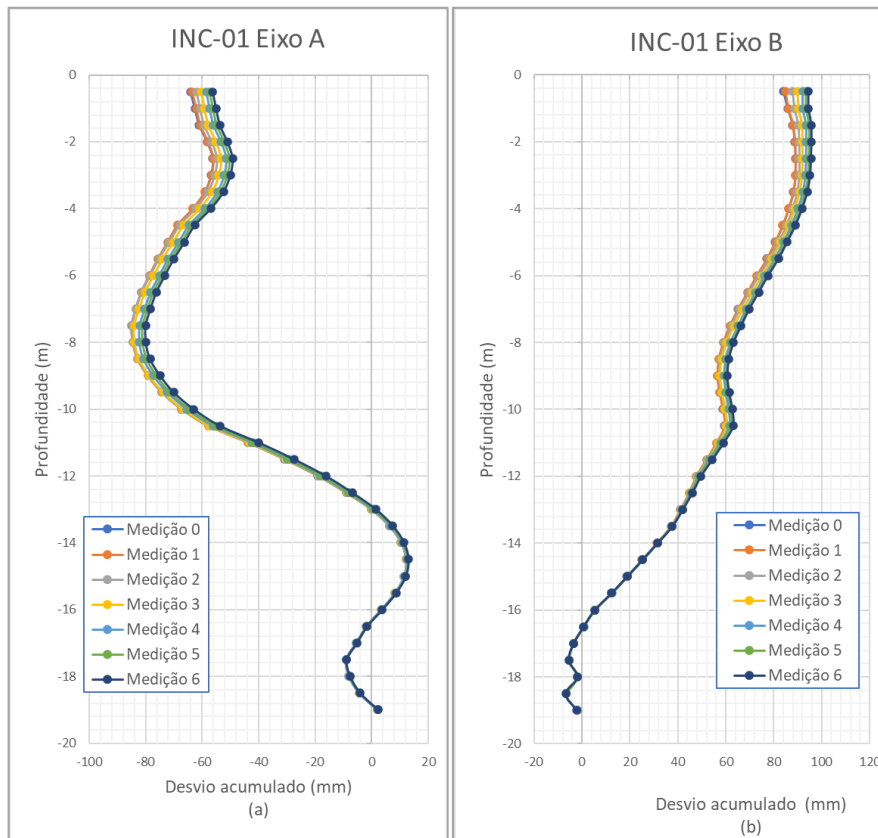


Figura 4.10. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-01 dos eixos A e B

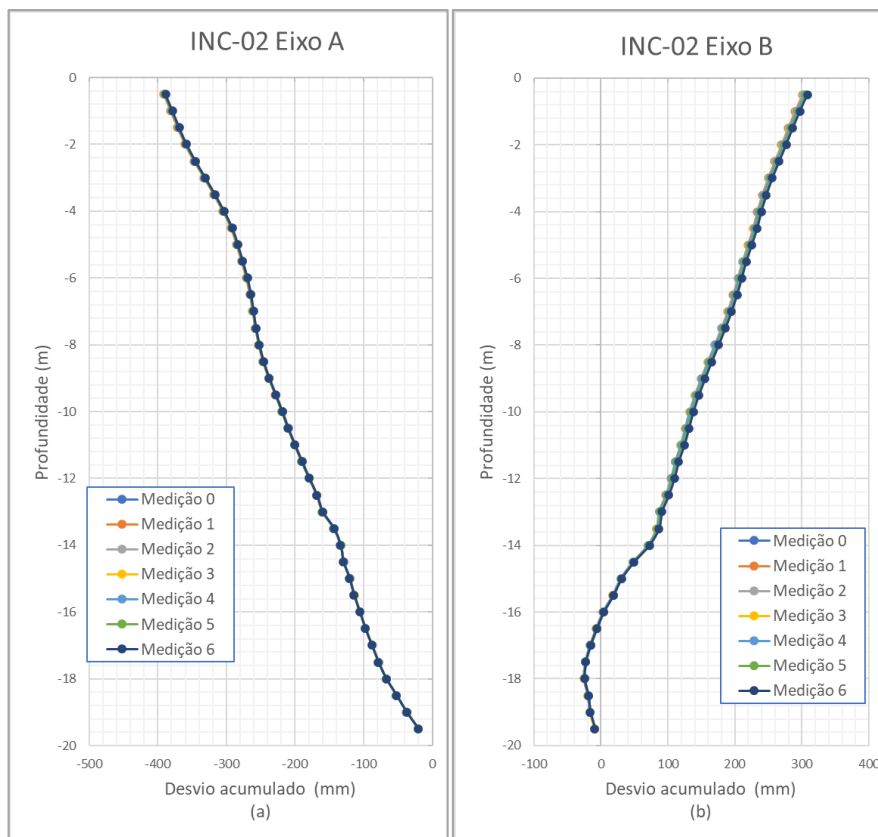


Figura 4.11. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-02 dos eixos A e B

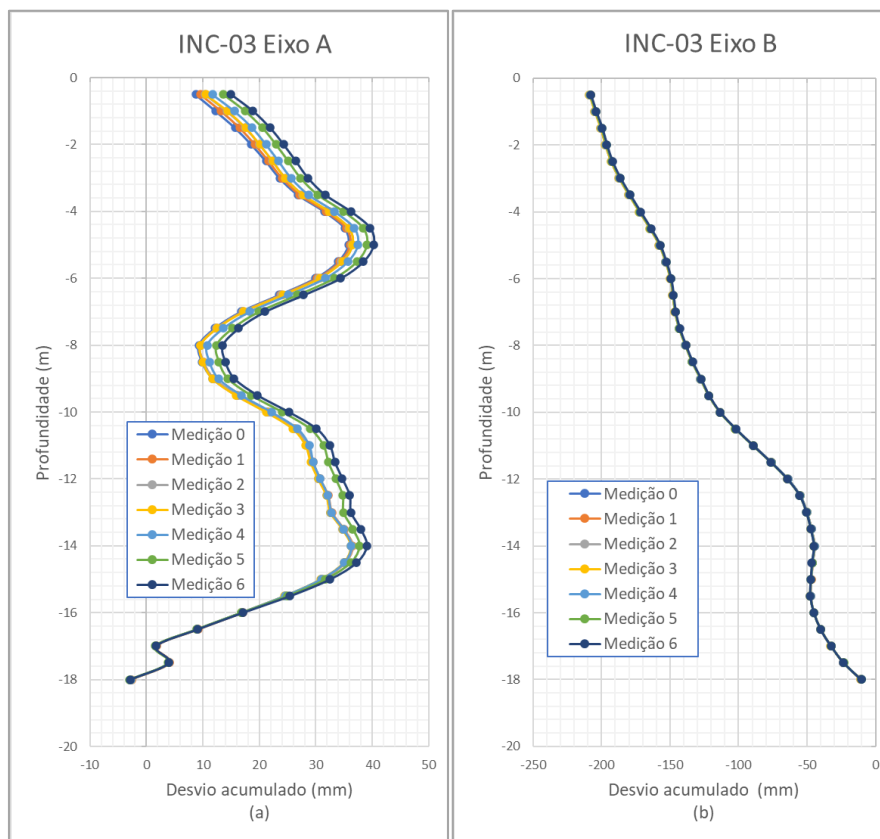


Figura 4.12. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-03 dos eixos A e B

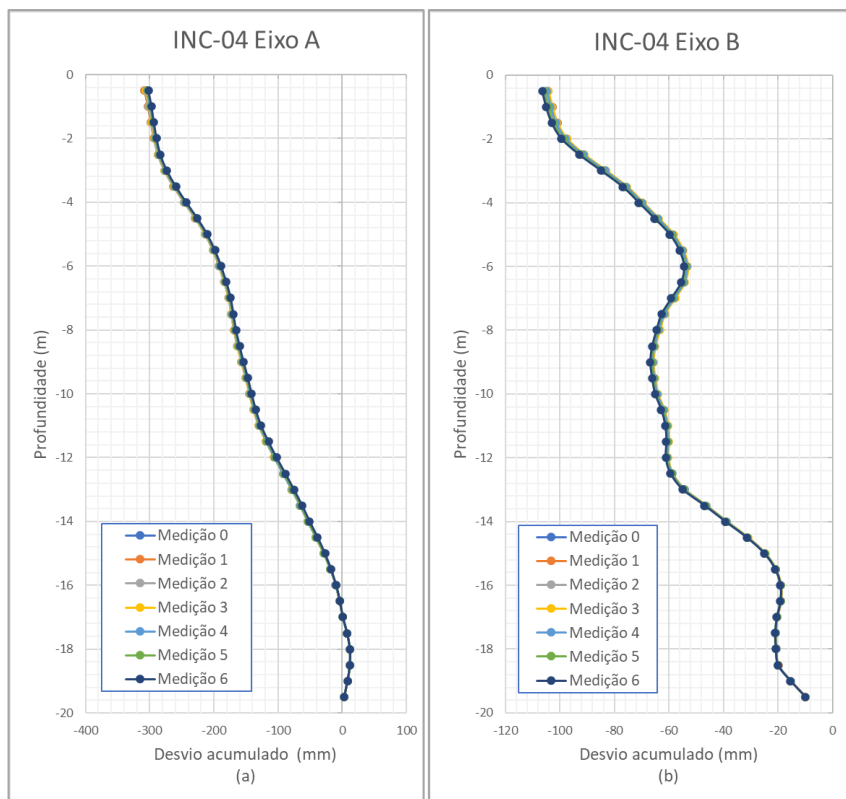


Figura 4.13. Gráficos de desvio acumulado x profundidade do INC-04 dos eixos A e B

A segunda forma de identificar graficamente este tipo de erro, vem da comparação entre as gráficas de deslocamento acumulado com as gráficas de desvio acumulado entre eixos opostos, ou seja, comparar o gráfico de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B e vice-versa. Se nessa comparação existe uma grande semelhança nos perfis e uma diferença marcante nas grandezas dos valores, então o erro pode ser identificado. O manual do software G-TILT (2010), indica que os perfis não necessariamente têm que ser do mesmo sinal, somente observar se têm a mesma forma. A seguir será analisado o contraste entre ambas gráficas em todas as combinações respectivas.

Para o inclinômetro INC-01 (figura 4.14), aparentemente ambos perfis apresentam alguma semelhança que poderia evidenciar o erro, mas se as escalas entre as curvas fossem ajustadas, essa semelhança estaria presente em um pequeno intervalo, então poderia ser descartada a semelhança direta. Por outro lado, comparando o exemplo da figura 2.52a com a figura 4.14a, a grandeza da variação dos deslocamentos entre medições é muito diferente. Além disso, a diferença de valores que existe entre as figura 2.52a e 2.52b, em relação as figuras 4.14a e 4.14b, é bem maior, portanto, os requisitos para identificar o erro não seriam satisfeitos. Já para o contraste do caso oposto, comparando o gráfico de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A (figura 4.15), verifica-se que não apresentam semelhança em perfil, por tanto o erro não é identificado.

No caso do inclinômetro INC-02, na figura 4.16, confirma-se que não existe uma evidente semelhança em perfil em ambos gráficos, não sendo satisfeita a condição do erro. Para o caso oposto na figura 4.17, ocorre a mesma situação anterior, mesmo que eles não mostram a mesma orientação, não existe semelhança notória nos perfis. A situação para o inclinômetro INC-03, é um caso similar à segunda comparação do INC-02, na figura 4.18, mesmo que não apresentem o mesmo sinal, não existe uma semelhança notória do perfil, descartando o erro. No caso oposto, na figuras 4.19, evidencia-se que não existe correspondência entre ambos gráficos, também pode-se descartar o erro.

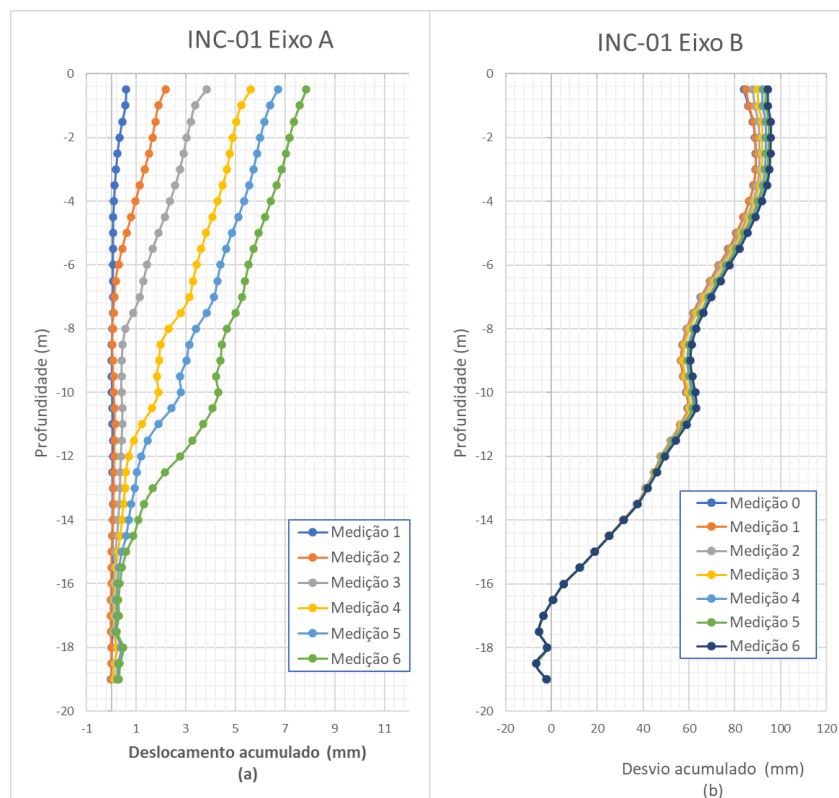


Figura 4.14. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-01

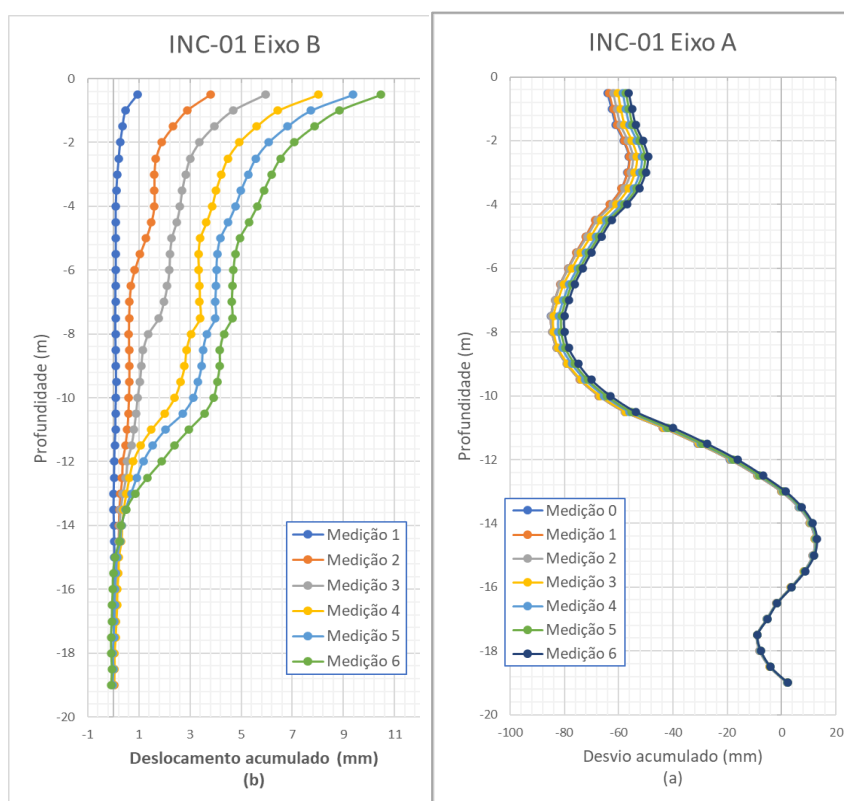


Figura 4.15. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-01

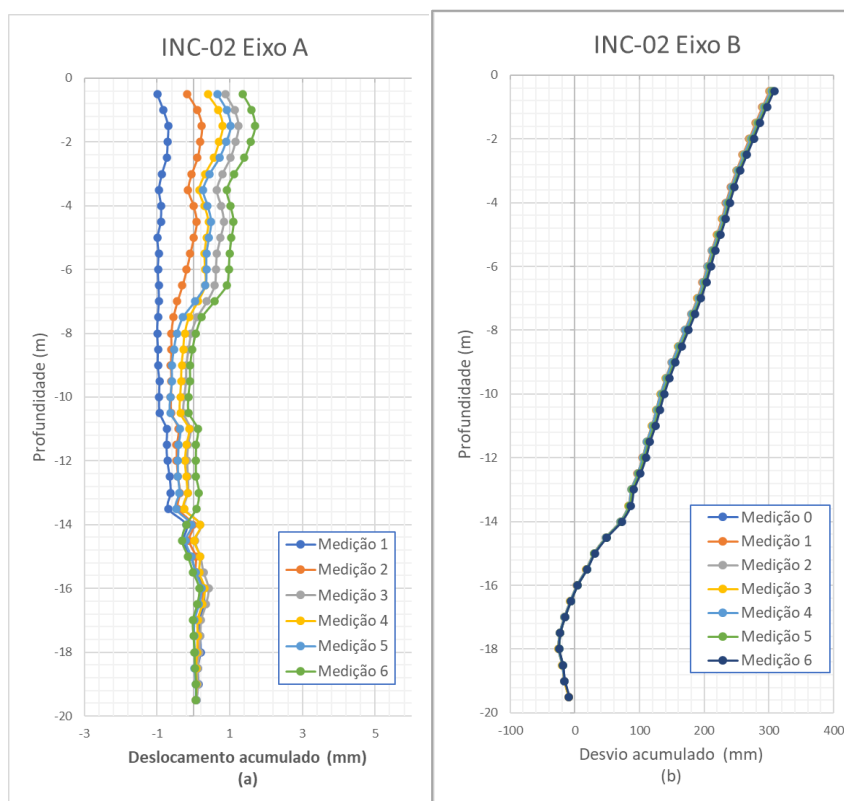


Figura 4.16. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-02

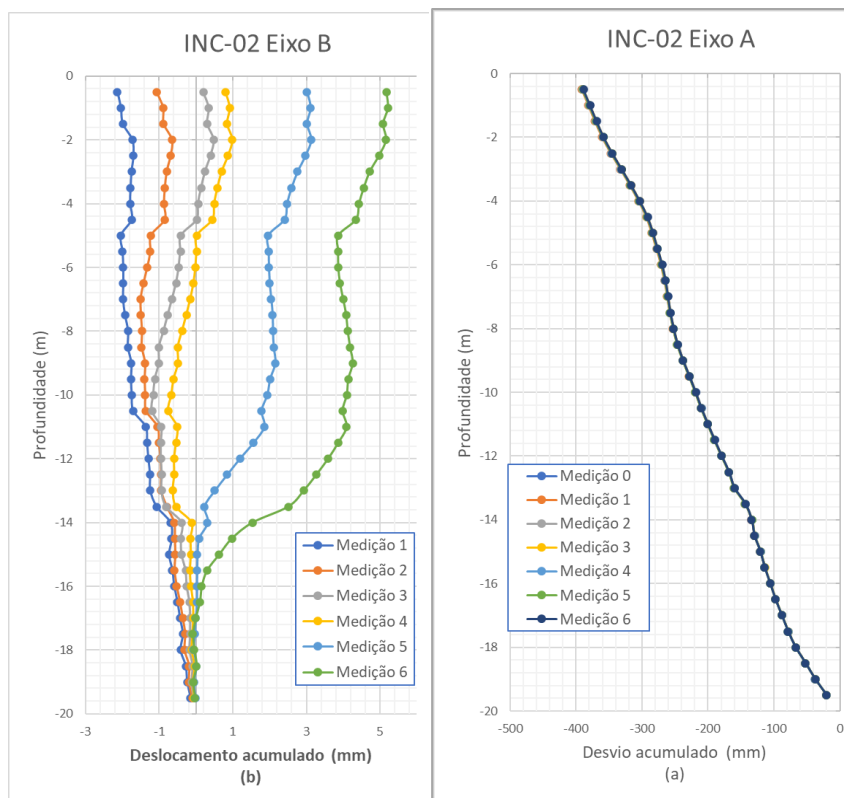


Figura 4.17. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-02

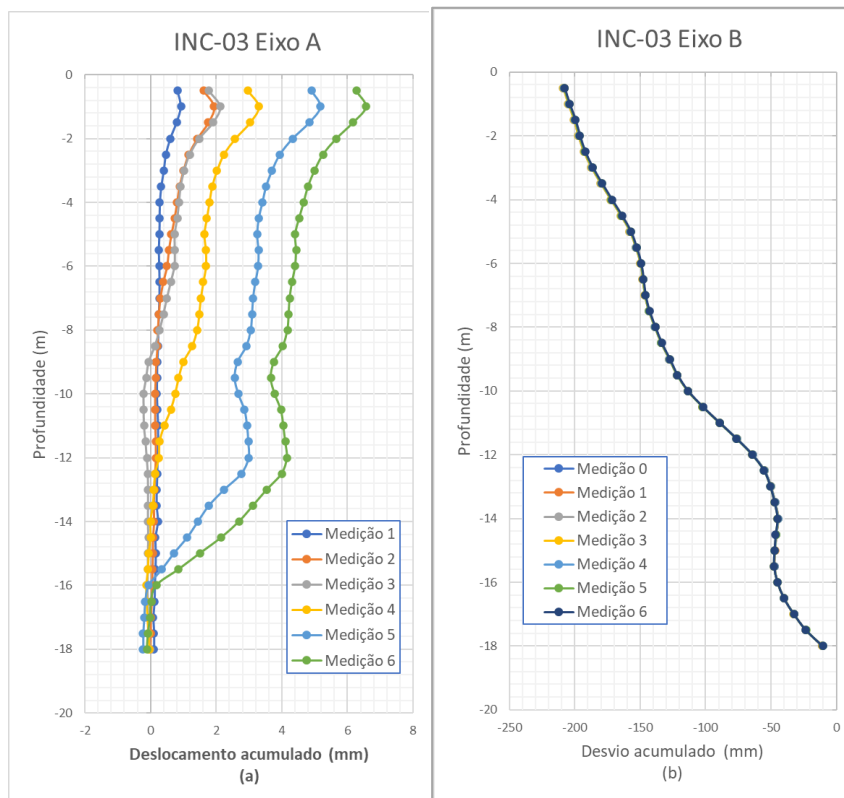


Figura 4.18. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-03

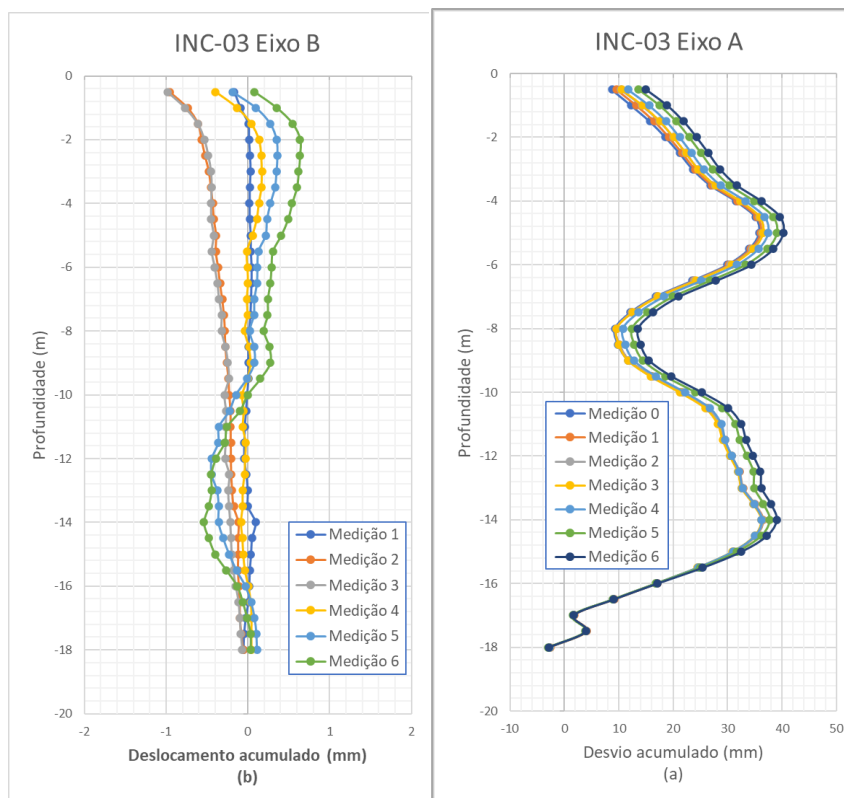


Figura 4.19. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-03

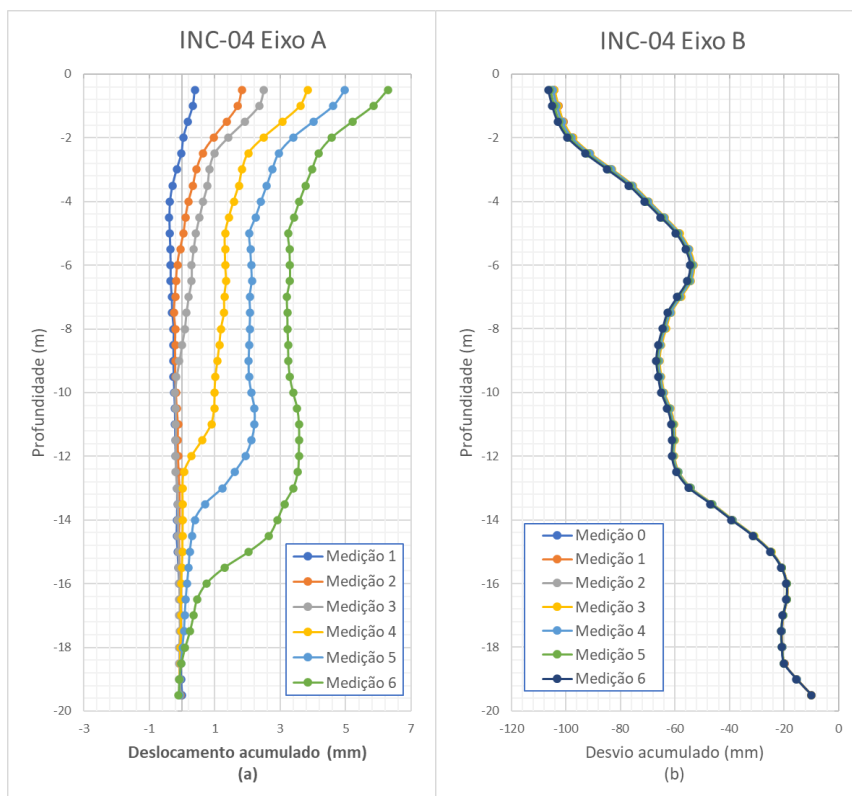


Figura 4.20. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo A com o gráfico de desvio acumulado do eixo B para INC-04

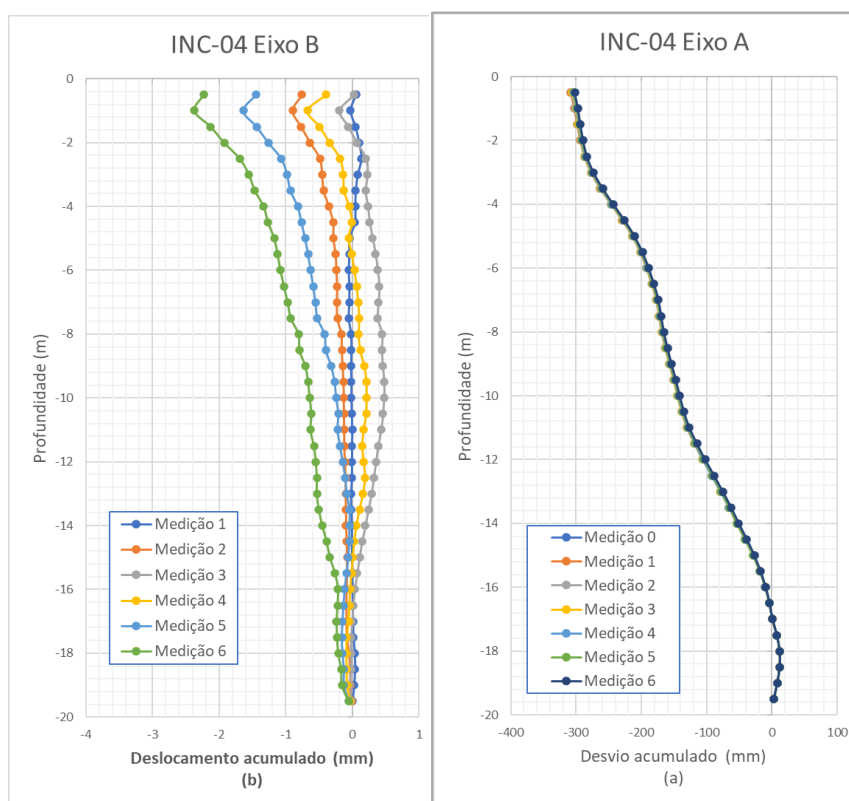


Figura 4.21. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado do eixo B com o gráfico de desvio acumulado do eixo A para INC-04

Para o inclinômetro INC-04 (figura 4.20), apesar de que as curvas apresentam sinais diferentes e exista alguma coincidência nos perfis, não poderia se afirmar a ocorrência do erro, pois da mesma forma que a análise para o INC-01, a diferença de valores entre os gráficos é bem menor em relação ao exemplo de Mikkelsen (2003) na figura 2.52. A mesma situação acontece na comparação na figura 4.21, pois observa-se certa semelhança, mas com uma diferença pequena de valores de inclinação entre os gráficos, em relação ao exemplo.

A través de essas simples verificações gráficas, conclui-se que existe uma baixa probabilidade de ocorrência deste tipo de erro, por outro lado para ter uma confirmação final do erro, as evidências deveriam estar presentes na maioria das medições nos inclinômetros.

b) Verificação do erro de posição de profundidade (DPE): Nesta parte procura-se avaliar a ocorrência do DPE, com base nos fundamentos explicados em itens anteriores. Este tipo de erro depende da curvatura do tubo no solo e do erro de posicionamento da sonda vertical ($PPE = Probe\ positioning\ Error$), esse último parâmetro pode ser medido em campo através de bandas de aço ou tiras magnéticas instaladas no tubo, no entanto, neste projeto esses dispositivos não foram utilizados, mas geralmente são empregados para estimar movimentos verticais devido ao efeito do adensamento do solo, que arrastra o tubo para abaixo, diminuindo a distância entre a parte superior e inferior. Devido a que o solo do projeto em estudo apresenta um alto grau de consolidação e uma grande rigidez, então não ocorreriam movimentos verticais que sejam motivo deste tipo de erro. No entanto, esses movimentos verticais poderiam ser influenciados pela condição do cabo de controle, geralmente na prática não é verificado devidamente o estado do cabo em cada medição como neste projeto.

A outra alternativa é a verificação gráfica, através da comparação entre as curvas de desvio incremental (curvatura do tubo) e o gráfico de deslocamento acumulado não corrigido em cada eixo, já que, se fosse encontrada alguma semelhança em proporção em algum intervalo de profundidade, então o erro sistemático seria identificado, mesmo se eles não tiverem o mesmo sinal, como o exemplo da figura 2.56. A seguir, serão mostrados os gráficos de contraste dos eixos respectivos de cada inclinômetro para realizar a avaliação gráfica do erro.

Os contrastes dos gráficos de deslocamento acumulado com os gráficos de desvio incremental nas figuras 4.22 até 4.29, mostram notoriamente que o grau de semelhança é baixo na maioria dos perfis, com algumas exceções em alguns intervalos de profundidade. Por exemplo, no inclinômetro INC-01 no eixo A (figura 4.22), aparentemente no intervalo entre 4,5m e 7m de profundidade existe alguma congruência, mas essa semelhança está presente em um intervalo muito pequeno, então, poderia ser descartada a semelhança direta. Por outro lado, no inclinômetro INC-02 no eixo B (figura 4.25), no intervalo entre 0 e 4m, também aparentemente seriam similares, mas utilizando o mesmo critério, se as escalas fossem ajustadas, não haveria semelhança direta.

Conclui-se que através dessas simples verificações gráficas, pode-se afirmar que existe uma baixa probabilidade de ocorrência deste tipo de erro, lembrando novamente que para ter uma confirmação final do erro, as evidências deveriam estar presentes na maioria das medições nos inclinômetros. As características do terreno e o uso de um instrumento quase novo que não deveria ter deficiências consideráveis no cabo de controle, faz com que seja difícil ter problemas de DPE.

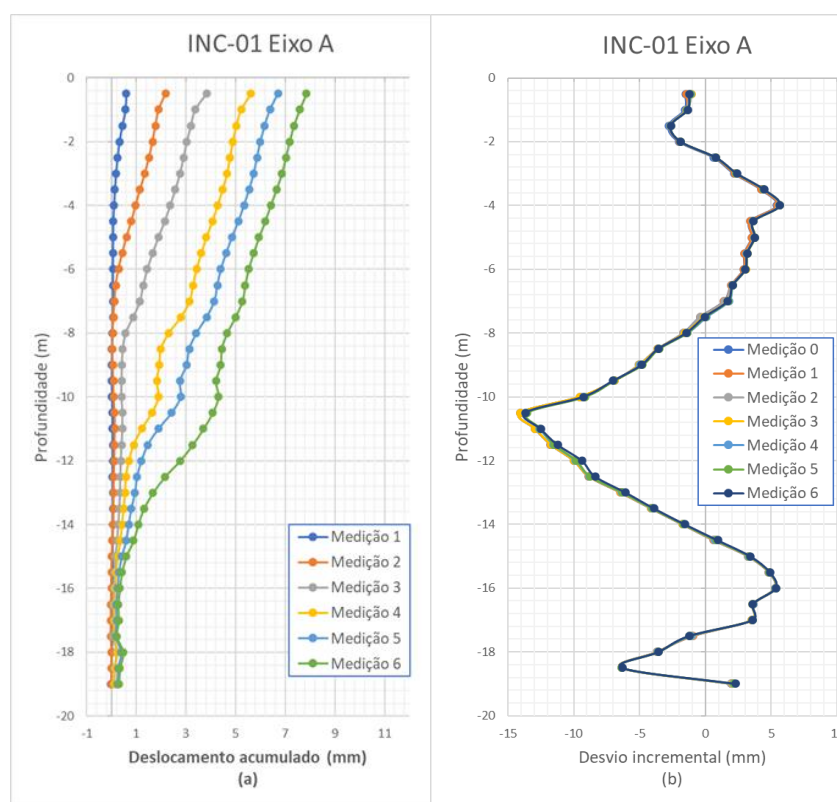


Figura 4.22. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-01

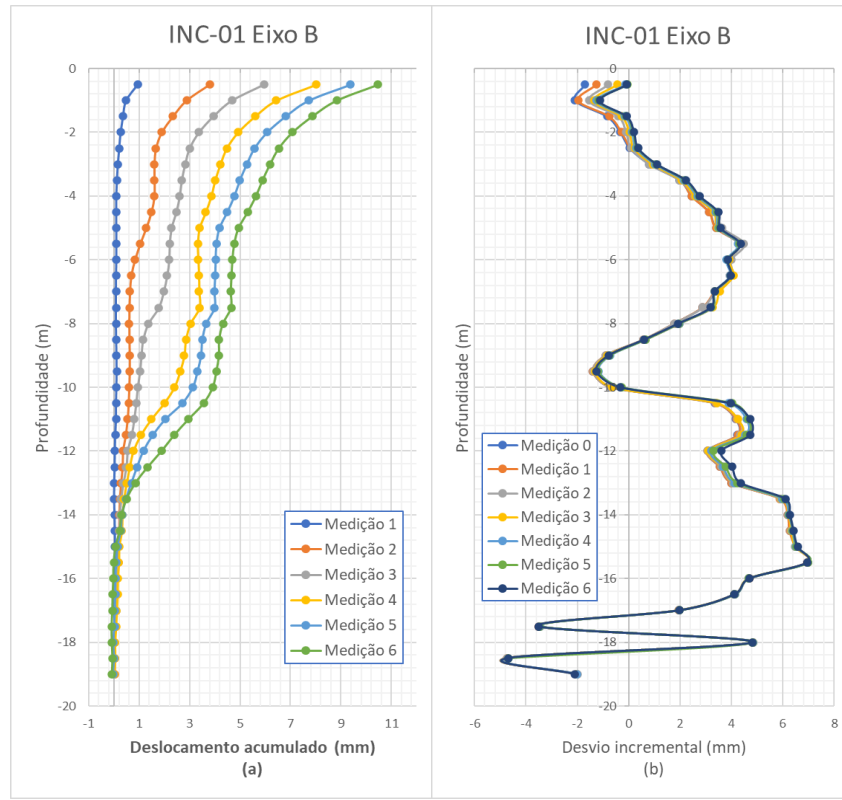


Figura 4.23. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-01

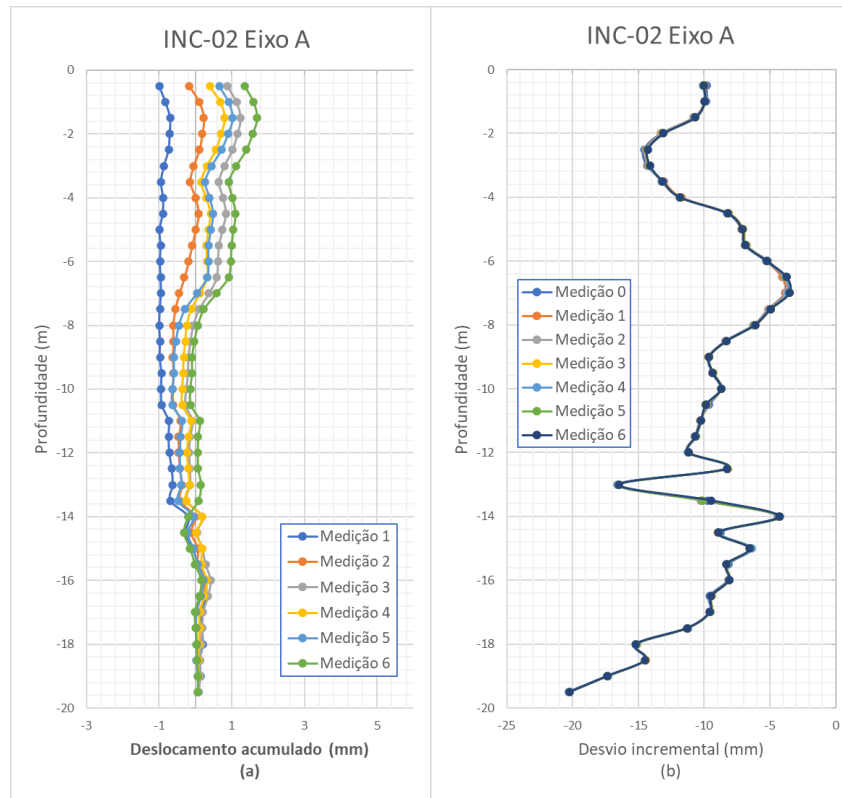


Figura 4.24. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-02

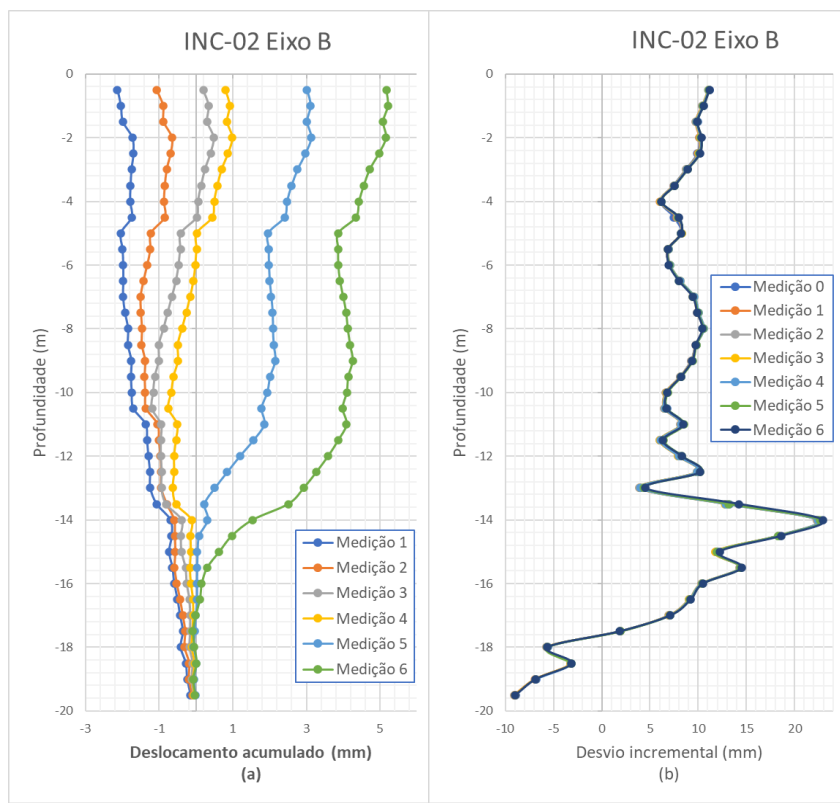


Figura 4.25. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-02

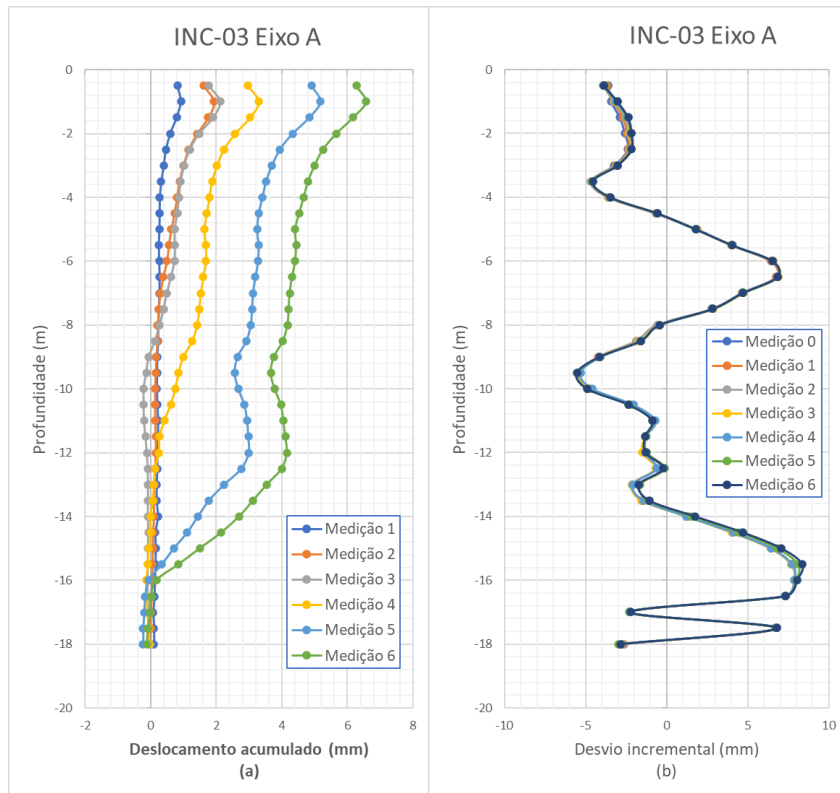


Figura 4.26. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-03

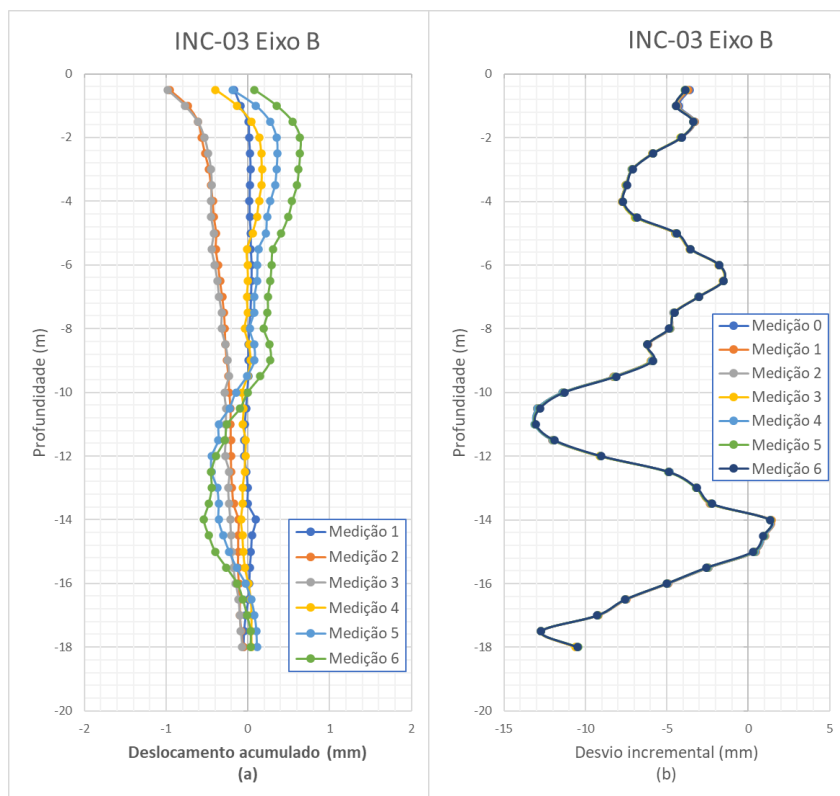


Figura 4.27. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-03

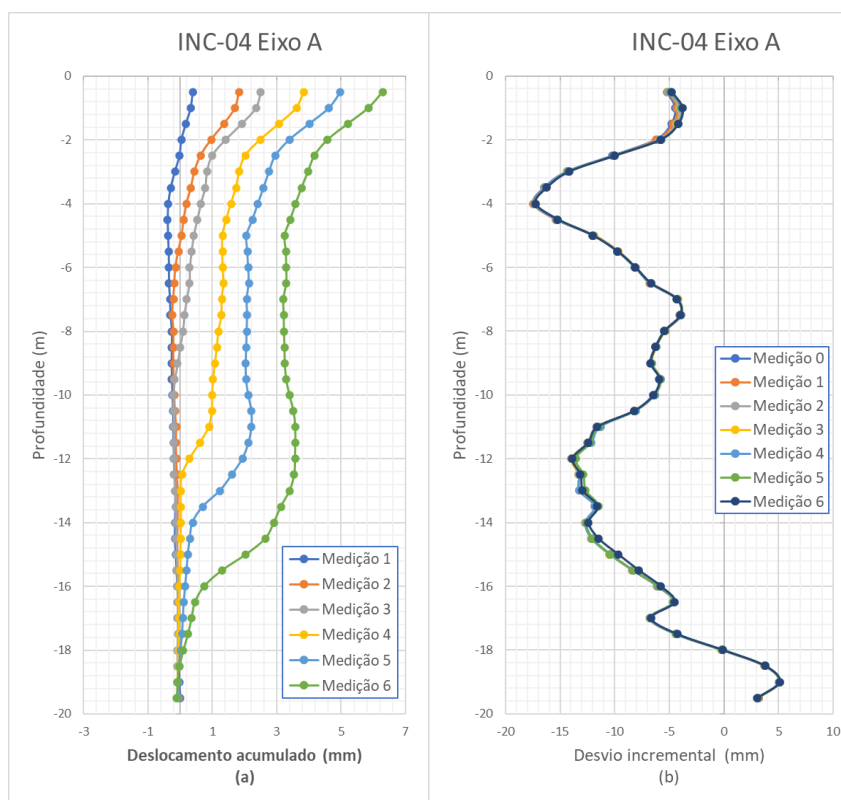


Figura 4.28. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo A para INC-04

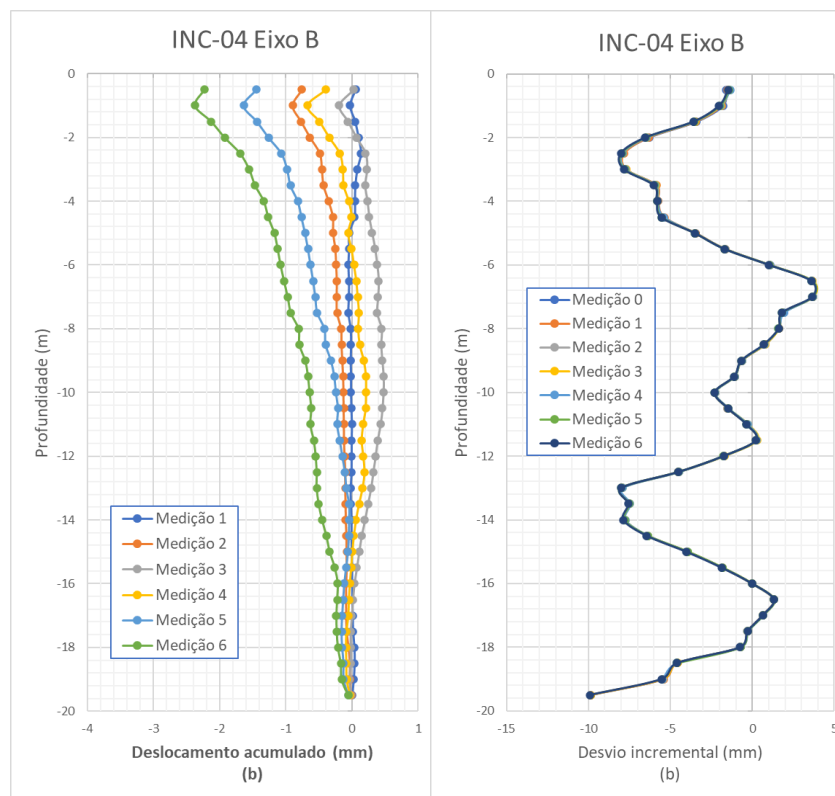


Figura 4.29. Contraste dos gráficos de deslocamento acumulado com o gráfico de desvio incremental do eixo B para INC-04

4.1.2. Evolução dos deslocamentos horizontais

A avaliação dos movimentos oriundos da escavação é usualmente realizado através dos gráficos de deslocamento lateral x profundidade (deslocamento acumulado item 2.3.1.3.). Esses gráficos representam as mudanças na orientação do poço ao longo dos intervalos de profundidade, desta forma obtém-se o perfil dos movimentos. Se as ranhuras do eixo A estiverem perfeitamente alinhadas no plano de deslizamento, todo o movimento de cisalhamento será mostrado no gráfico do eixo A e nenhum movimento ocorrerá dentro do eixo B.

As diferentes atividades de construção convencionais para escavações provocam movimentos nas paredes que devem ser refletidos nos gráficos de deslocamentos laterais, para uma correta interpretação de resultados. Geralmente os movimentos do solo são subsequentes e contínuos em uma direção, embora a taxa de deslocamentos geralmente não seja constante (Green e Mikkelsen, 1988). Por outro lado, esses gráficos também fornecem a localização da zona ativa e as zonas de movimento em conjuntos sucessivos de dados, e desse modo pode-se

estimar a zona de influência da superfície de deslizamento. Nas seguintes figuras são mostrados os gráficos de deslocamento lateral x profundidade dos 4 inclinômetros instalados no projeto para cada eixo, com o intuito de conhecer o estado da escavação em cada leitura, tal como foi mostrado na tabela 3.6.

De acordo com as seguintes figuras (escala modificada das figuras 4.6 a 4.9), praticamente em todos os inclinômetros os movimentos do solo são subsequentes e contínuos em cada direção com uma taxa de deslocamento quase constante. Lembre-se que os inclinômetros 1 e 2 estão localizados em uma esquina convexa do perímetro da escavação, onde cada eixo deve ser analisado separadamente. No caso dos inclinômetros 3 e 4, os resultados de maior interesse são do eixo A, no entanto, no eixo B pode-se observar um comportamento particular que será visto no item 4.1.3, de acordo com as particularidades que o projeto apresentou.

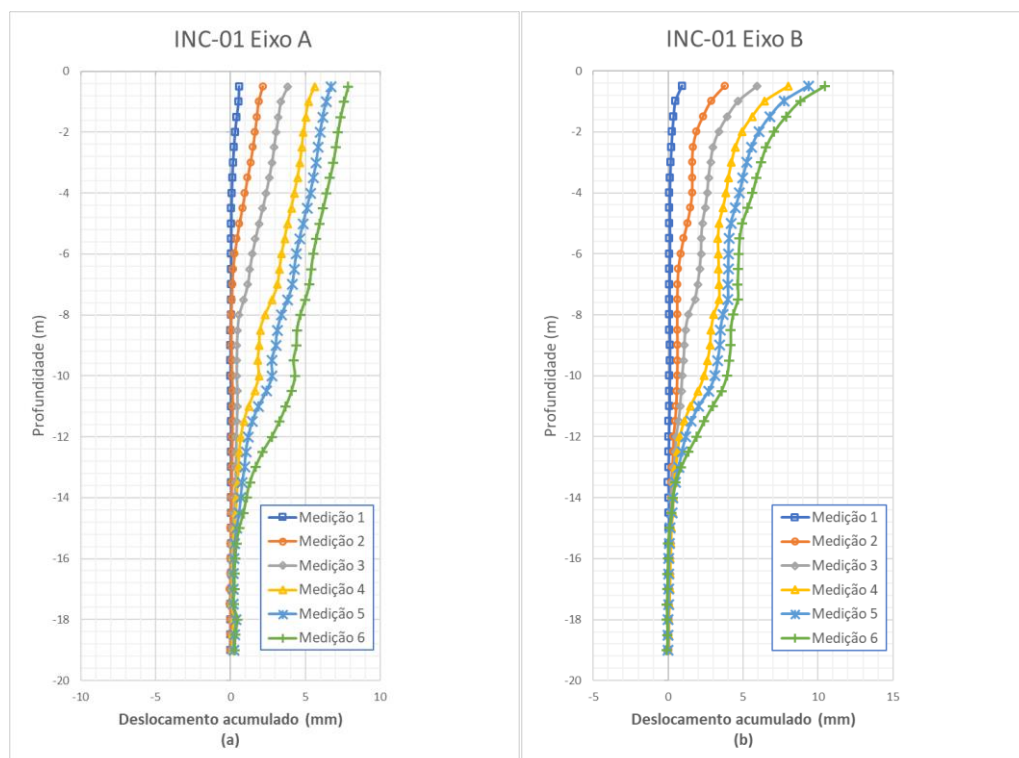


Figura 4.30. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-01 dos eixos A e B (1/1000)

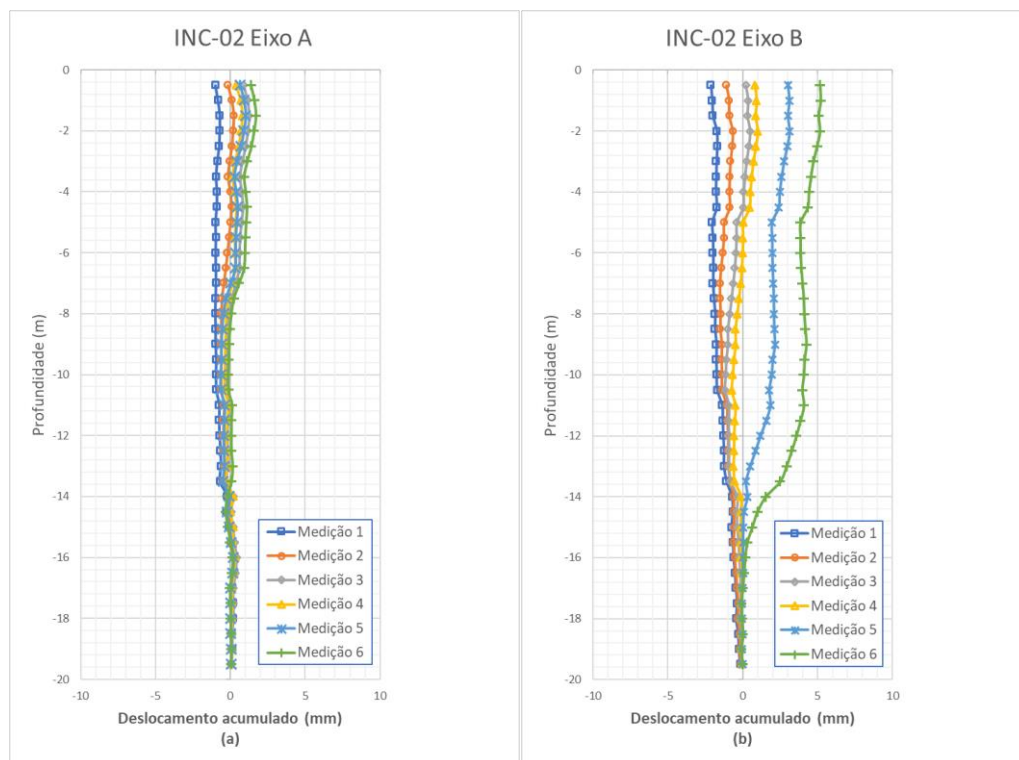


Figura 4.31. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-02 dos eixos A e B (1/1000)

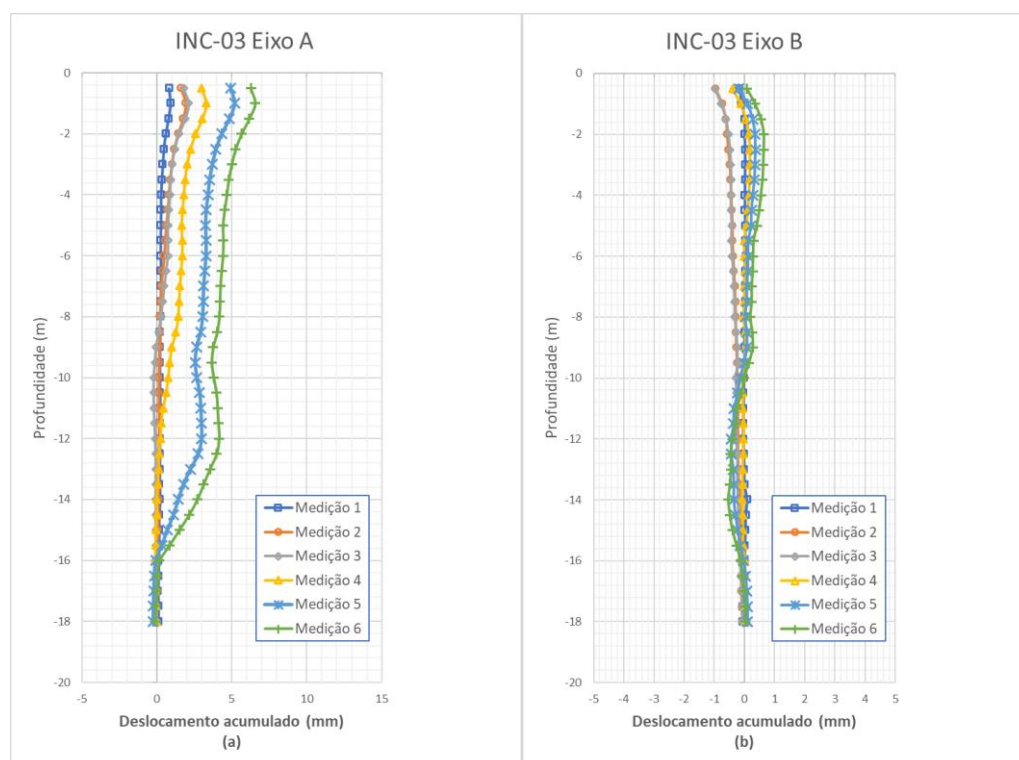


Figura 4.32. Gráficos de deslocamento acumulado x profundidade do INC-03 dos eixos A (1/1000) e B (1/2000)

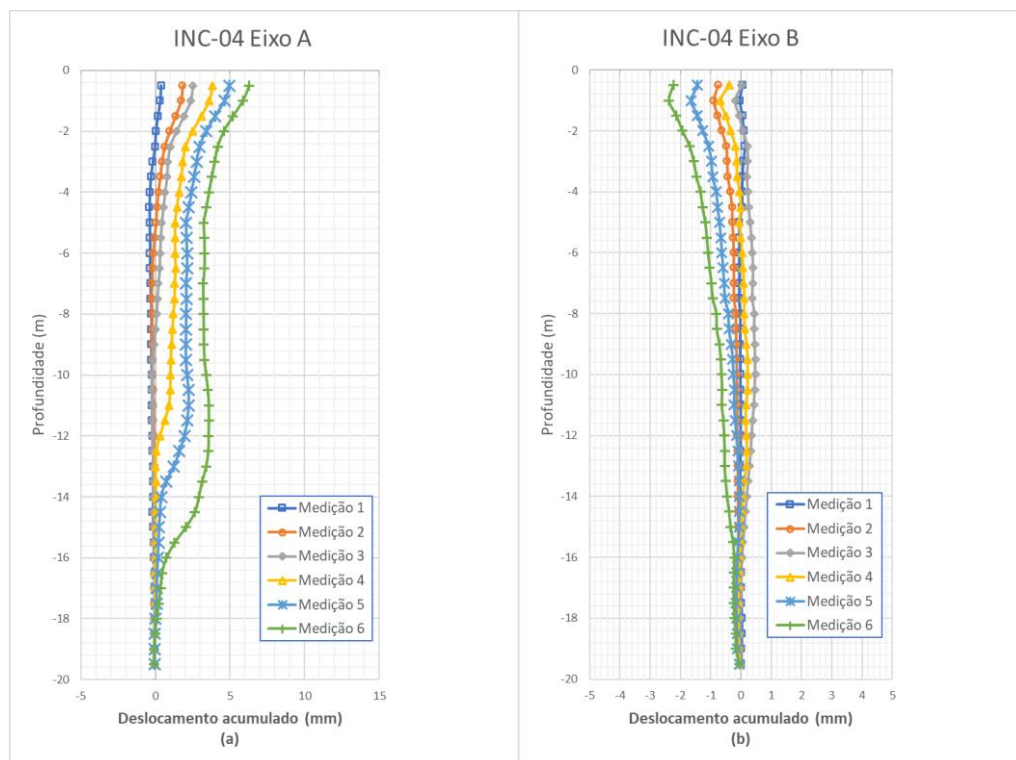


Figura 4.33. Gráficos de deslocamento acumulado. x prof. do INC-04 dos eixos A (1/1000) e B (1/2000)

Nessas figuras identifica-se claramente a distinção da zona embutida (zona de deslocamento zero) e a zona dos movimentos, pode-se observar parte da superfície de deslizamento atravessando cerca do pé do talude. Os resultados mostram que o máximo deslocamento horizontal é atingido no topo do talude, no entanto, foram registrados valores pequenos para essa profundidade de escavação (15,00m), devido à grande rigidez do solo, além da resistência fornecida pelos grampos permanentes e a pequena sobrecarga na superfície.

Outro aspecto importante é o exagero na escala horizontal: vertical dos gráficos, pois uma adequada escala permite ao profissional realizar uma melhor interpretação dos resultados. Cornforth (2005) recomenda uma escala horizontal: vertical de 1/120 para uma adequada visualização, neste caso essa escala não foi muito conveniente, considerou-se uma escala de 1/1000 e 1/500 para o eixo B dos inclinômetros 3 e 4, desta forma obteve-se uma melhor perspectiva dos movimentos. Traçar o deslocamento lateral em escalas altamente exageradas, seja na esperança de detectar o movimento do deslizamento na primeira oportunidade ou por não entender a precisão do sistema de inclinômetro, faz com que os gráficos sejam interpretados incorretamente. Na maioria dos casos, esses supostos pequenos

movimentos não existem e podem ser atribuídos a erros sistemáticos do instrumento, práticas inadequadas ou variações nas técnicas de leitura de campo. Os resultados devem ser avaliados cuidadosamente para evitar suposições erradas ou conclusões interpretativas precipitadas. Normalmente é conveniente esperar por um conjunto adicional de leituras antes de agir com base na evidência de movimentos laterais muito pequenos (Cornforth, 2005).

4.1.3.

Análise dos resultados

Os gráficos de deslocamento lateral dos eixos A e B do inclinômetro INC-01 (figura 4.30), mostram que no eixo B existe um deslocamento maior (10,5 mm) do que o deslocamento no eixo A (7,9 mm). Esses resultados poderiam se questionar, pois na orientação do eixo A existe uma maior profundidade de escavação (15,00 m, 6 linhas de grampos), por tanto seria esperado um maior valor de deslocamento. Enquanto na orientação B, atinge até um nível de escavação de aproximadamente - 11,00 m (2 linhas), a possível causa desses resultados pode ser devido à presença do prédio de 3 níveis que estaria gerando um maior empuxo diretamente na orientação B, como mostrado na foto da figura 4.34 ou devido a que nesse setor existe menos linhas de grampos e de menor comprimento. Através de inspeção visual, pode-se inferir que a tendência do movimento do talude seria em direção à interseção dos muros, conforme o deslocamento resultante de ambos eixos. Seria uma interessante análise a avaliação dos movimentos nessa zona com modelagem numérica em 3D.



Figura 4.34. Fotografia da zona do inclinômetro INC-01

As curvas de deslocamento lateral dos eixos A e B do inclinômetro INC-02 (figura 4.31), mostram que no eixo B existe um deslocamento maior no topo (5 mm) do que o deslocamento no eixo A (1,5 mm), onde os deslocamentos aumentam de forma subsequente desde -1,5 a 5 mm. No gráfico do eixo B, pode-se observar deslocamentos ínfimos no lado negativo, que se tornam positivos nas seguintes medições até a última fase da escavação para uma profundidade de 15,00m. Na orientação A, tem-se uma profundidade de escavação de 7,50m (2 linhas), nesse eixo é observado um comportamento razoável (figura 4.31a), pois praticamente os movimentos começam a partir de 0 em direção ao lado positivo de modo subsequente. Observa-se que os deslocamentos nas medições 4 e 5 são menores em relação à medição 3 (no lado positivo), devido a que no momento da medição 4, o muro do nível 3 encontrava-se apoiado na face do solo exposto, melhorando o suporte, seguidamente os deslocamentos aumentaram para o lado positivo de acordo com a mobilização das tensões nos grampos.



Figura 4.35. Fotografia da zona do inclinômetro INC-02

No eixo A do inclinômetro INC-03 se notou um comportamento razoável, pois praticamente os movimentos começam aproximadamente de 0 em direção ao lado positivo de modo consecutivo, seguindo à mobilização das tensões nos grampos (figura 4.32). Visto que não existe uma sobrecarga adicional neste eixo, o comportamento ocorre como em uma escavação normal (figura 4.36). No eixo B, registraram-se movimentos de valores muito pequenos, no intervalo entre 0 a 11,00m, os movimentos mostram um comportamento indeterminado, mas com deslocamentos praticamente imperceptíveis.



Figura 4.36. Fotografia da zona do inclinômetro INC-03

Do mesmo modo, as curvas de deslocamento do eixo A do inclinômetro INC-04, mostraram um comportamento normal, pois praticamente os movimentos começam aproximadamente de 0 em direção ao lado positivo de modo consecutivo. Tal como no INC-03, não existe sobrecarga adicional que influencie no comportamento normal da escavação (figura 4.37). No eixo B, pode-se observar que os deslocamentos variam de 0 para o lado negativo de forma acumulada. A causa desse movimento pode ser atribuída à presença de tirantes protendidos (2 linhas), que foram tensionadas (360 kN) a partir da medição 2, parece ser que esses tirantes estariam gerando movimentos para o lado negativo do eixo B.

Na data da medição 2 já tinha sido tensionada a primeira fila de tirantes, desde essa medição para a medição 3 os deslocamentos foram para o lado positivo, porque foi escavado até o nível 2, com apenas uma linha tensionada. Seguidamente foi tensionada a segunda linha, direcionando os deslocamentos para o lado negativo. Para as medições 5 e 6, encontrava-se instalado o guindaste, exercendo uma carga vertical provocando deslocamentos verticais que poderiam causar movimentos para o lado negativo do eixo B, mas com valores pequenos. Novamente seria uma interessante análise a avaliação dos movimentos nessa zona com modelagem numérica em 3D.



Figura 4.37. Fotografia da zona do inclinômetro INC-04

5 Análises Numéricas

Este capítulo objetiva simular e reproduzir o comportamento observado em campo de forma computacional através de análises numérica, a fim de obter uma correspondência que permita compreender o desempenho da estrutura de solo grampeado analisada em relação aos deslocamentos horizontais. Por esse motivo, é fundamental entender o funcionamento de cada elemento da estrutura e os respectivos parâmetros envolvidos, para uma adequada simulação da estrutura.

O dimensionamento tradicional destas estruturas é baseado comumente em métodos de equilíbrio limite, os quais permitem principalmente avaliar os fatores de segurança de estabilidade e a resistência mobilizada dos grampos. Apesar de que esses métodos analíticos sejam de aplicação simples são limitados, pois não fornecem a previsão das tensões e deformações nos grampos, além de não considerar a deformação necessária para mobilizar as forças de resistência no solo e nos grampos e consequentemente não permitem obter uma descrição bem definida da contribuição de cada grampo na estabilidade global (Giacon, 2011).

Para compensar essa deficiência, o método dos elementos finitos em engenharia geotécnica foi desenvolvido para uma melhor estimativa e avaliação do comportamento observado em campo. A popularidade do método vem da capacidade de análise e eficiência para lidar com problemas complexos de projeto, em circunstâncias onde é necessário um nível maior de análise devido às condições do terreno. No entanto, a precisão dependerá da qualidade dos dados de entrada, da estimativa da tensão *in situ*, da rigidez do solo e da disponibilidade de bons históricos de casos para calibrar modelos numéricos.

O comportamento de estruturas de solo grampeado é uma questão que não está completamente entendida, pois a previsão do mecanismo de interação na interface solo/nata ainda está longe de ser estimada com exatidão. Essa dificuldade não permite simular perfeitamente esse mecanismo de atuação dos grampos, no

entanto, as análises numéricas fornecem uma boa aproximação para a estimação de deslocamentos e a mobilização das forças.

5.1. Equilíbrio limite

A avaliação do estado de segurança do talude na etapa final e durante as fases de escavação, foi realizada através do programa comercial Slide do pacote Rocscience. Esse programa computacional faz uso do método de equilíbrio limite para avaliar a estabilidade de taludes através de um mecanismo de busca que determina a superfície mais desfavorável e o correspondente menor fator de segurança (FS). O programa dispõe de ferramentas para utilizar superfícies de ruptura planas e circulares, geometrias complexas, utilização de diversas camadas de solo, além de considerar os efeitos do nível d'água, entre outras aplicações.

O objetivo neste ponto é verificar o estado de segurança do talude, avaliando a evolução do FS para as diferentes fases de escavação na condição sem reforços e com reforços e comparar os valores calculados. Para este estudo foi tomado a mesma seção de análise utilizada no item 5.2.3, essa é a mesma seção denominada de “Setor 5” na tabela 3.5.

A simulação do talude considera a utilização dos mesmos parâmetros de resistência do solo mostrados na tabela 5.3, além disso, o programa precisa de outros parâmetros para modelar os grampos, esses parâmetros adicionais correspondem ao espaçamento fora do plano (L_1), a capacidade de tração (T_c), capacidade da placa (P_c) e a resistência à aderência do solo (B_s).

No processo de projetar um sistema de contenção do solo com paredes grampeadas, deve-se avaliar a resistência geotécnica (arrancamento) e a resistência estrutural dos reforços (tração). Para este desenho os projetistas consideraram a norma técnica peruana de solos e fundações (NTP E050), baseada no manual “Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors” do Post-Tensioning Institute - USA (2004), que propõe a seguinte expressão para calcular o comprimento do bulbo e avaliar a resistência geotécnica.

$$L_b = \frac{P_w}{\pi * \phi_{furo} * \tau_w} \quad (46)$$

Onde:

L_b = comprimento do bulbo;

P_w = carga de trabalho;

$\varnothing_{\text{furo}}$ = diâmetro de perfuração;

τ_w = cap. de aderência no contato solo/ nata de cimento ($\tau_w = \tau_{\text{ult}}/FS_P$, $FS_P \geq 2$);

τ_{ult} = capacidade de aderência última no contato solo / nata de cimento.

Essa equação anterior foi utilizada para poder calcular o parâmetro de resistência à aderência do solo (B_s), mas foi reorganizada considerando o fator de correção (α_d) proposto por Bustamante e Doix (1985), para permitir a expansão diametral devido à alta pressão de injeção, como mostrado anteriormente na tabela 2.2.

$$B_s = \frac{\pi * d * L_1 * \tau_{\text{ult}} * \alpha_d}{FS_P} \quad (47)$$

Como já visto no item 3.2, o valor de q_s foi tomado do relatório apresentado pelos projetistas da obra, com base em ensaios de arrancamento realizados em outros projetos pela mesma empresa, com as mesmas características do Conglomerado de Lima e considerando os valores estimados nos ensaios de arrancamento realizados por outros autores para este tipo de solo. De modo que considerou-se adequado utilizar um valor de $q_s = \tau_w = 350 \text{ kN/m}^2$ para a camada GP1 e 400 kN/m^2 para a camada GP2.

A avaliação da capacidade de tração dos grampos segue os requerimentos do mesmo manual do PTI (2004), esse documento indica que “o fator de segurança no tendão à carga de projeto não deve ser inferior a 1,67”, nesse sentido, a norma peruana recomenda utilizar um valor de $FS_T = 1,5$ para a condição temporária e $FS_T = 1,75$ para a condição permanente, utilizando a seguinte equação.

$$T_c = \frac{F_{0,2}}{FS_T} \quad (48)$$

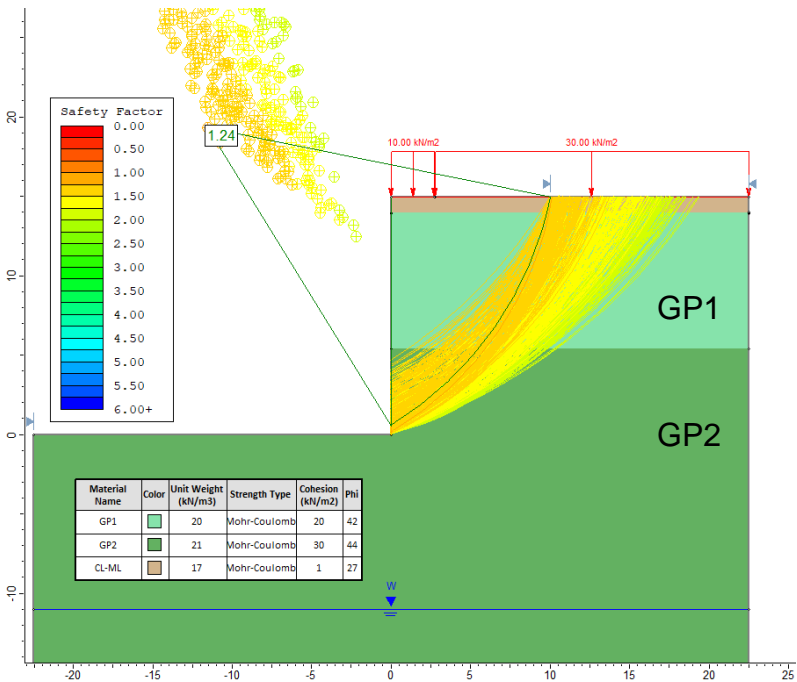
Onde,

$F_{0,2}$ = Carga de fluência nominal do grampo.

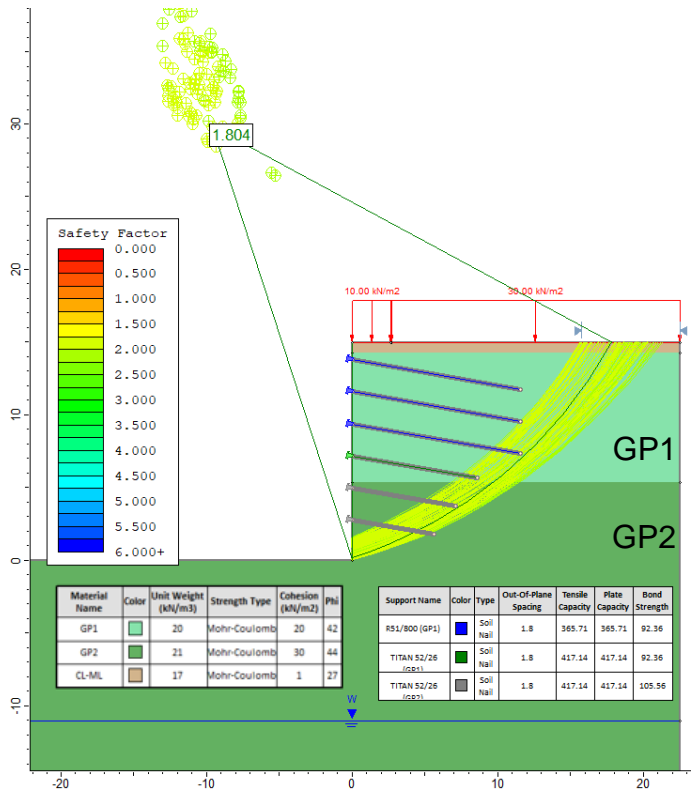
A análises com o Slide compreendeu a utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Na tabela 5.1 estão apresentados os valores calculados dos parâmetros dos grampos.

Tabela 5.1. Resultados dos valores das resistências geotécnica e estrutural dos grampos utilizados

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Resistência geotécnica			
Capacidade de aderência última no contato solo / nata de cimento (GP1)	q_s	350	kN/m ²
Capacidade de aderência última no contato solo / nata de cimento (GP2)	q_s	400	kN/m ²
Fator de correção	α_d	1,4	-
Fator de segurança ao arrancamento	FS_p	2	-
Espaçamento fora do plano	L_1	1	m
Diâmetro de perfuração	D_{DH}	120	mm
Resistência à aderência do solo (GP1)	B_s	92,36	kN/m
Resistência à aderência do solo (GP2)	B_s	105,56	kN/m
Resistência estrutural			
Grampo tipo R51/800			
Diâmetro do grampo	d	51	mm
Carga de fluência nominal	$F_{0,2}$	640	kN
Fator de segurança à tração	FS_T	1,75	-
Capacidade de tração	T_c	365,71	kN
Capacidade da placa	P_c	365,71	kN
Espaçamento entre grampos	$S_h \times S_v$	1,8 x 2,2	m
Grampo tipo T52/26			
Diâmetro do grampo	d	52	mm
Carga de fluência nominal	$F_{0,2}$	730	kN
Fator de segurança à tração	FS_T	1,75	-
Capacidade de tração	T_c	417,14	kN
Capacidade da placa	P_c	417,14	kN
Espaçamento entre grampos	$S_h \times S_v$	1,8 x 2,2	m



(a)



(b)

Figura 5.1.Resultados de FS para a fase final da escavação (a) sem reforços (b) com reforços

A figura 5.1 mostra a superfície crítica de ruptura calculada com o Slide para a condição sem reforços e com reforços para a fase final da escavação, utilizando o

método de superfícies circulares de Spencer (equilíbrio de forças e momentos). O fator de segurança calculado na figura 5.1a de 1,24 indica que o talude é estável, no entanto, não satisfaz o valor mínimo estabelecido por diversas normas e faz necessário a inclusão de reforços para melhorar a estabilidade, considerando que a zona de estudo está localizada em uma região sísmica. Na figura 5.1b observa-se que a superfície atravessa alguns grampos, como se fosse uma ruptura de tipo mista (combinação de ruptura tipo interna e externa). Com as condições mostradas no talude analisado, o programa estimou um fator de segurança de 1,80 para a condição estática, cumpre com o valor mínimo estabelecido por diferentes normas (tabela 2.4).

Na tabela 5.2 são apresentados os valores de fator de segurança calculados para as diferentes fases de escavação para ambas as condições. Os altos valores de FS demonstram o grau da rigidez do solo, o talude sem reforços mostra-se bastante estável em todas as fases sem evidenciar alguma possível ruptura global, sendo apropriado para poder executar os trabalhos de grampeamento de forma segura. A inclusão dos grampos mostra um incremento considerável do fator de segurança, contribuindo também com a estabilidade local.

Tabela 5.2. Evolução do fator de segurança para as condições em cada fase de escavação.

Fase	Cota (m)	No. Grampos	Sem reforços	Com reforços
1	12,8	1	4,70	5,18
2	10,6	2	3,12	3,86
3	8,4	3	2,09	3,40
4	6,2	4	1,60	2,73
5	4,0	5	1,37	2,33
6	1,8	6	1,29	2,09
7	0,0	6	1,24	1,80

5.2. Modelagem em Plaxis 2D

A presente pesquisa faz uso do programa de elementos finitos Plaxis 2D, esta ferramenta de análise numérica é amplamente utilizada pelos pesquisadores e projetistas para resolver problemas de estabilidade, deformação, infiltração de água

subterrânea, entre outros problemas complexos de engenharia geotécnica. Este estudo contempla a modelagem numérica de uma escavação profunda grampeada com face vertical e superfície do terreno horizontal através de diversas fases de escavação, onde o solo presente é predominantemente de pedregulho. O Plaxis 2D permite simular de modo simplificado, as diferentes fases de escavação e aplicação das diferentes condições do terreno, modelando o real procedimento construtivo da obra, com ajuda de uma interface gráfica bastante versátil.

O programa de análise bidimensional traz consigo um processador de entrada de dados (Plaxis Input) para inserir todos os valores dos parâmetros do solo e das estruturas, além de um processador de dados de saída (Plaxis Output) que fornece uma apresentação detalhada dos resultados computacionais. Para análises bidimensionais podem ser utilizados elementos triangulares de 6 ou 15 nós e realiza simulações considerando deformação plana ou comportamento axissimétrico. De modo geral, a entrada de dados, inclui os seguintes passos:

- **Configurações gerais:** ingresso do tipo de modelo, tipo de unidades de medida, parâmetros físicos gerais e os limites da área de modelagem;
- **Definição de estratigrafia de solo:** permite inserir ou modificar as dimensões das camadas de solo e definir as características e propriedades do material através dos parâmetros geotécnicos;
- **Definição dos elementos estruturais:** permite inserir a forma do modelo geométrico, inserir a geometria dos estágios de construção e os elementos estruturais, cargas e outras condições para finalmente poder gerar a malha de elementos finitos;
- **Geração da malha:** o programa de elementos finitos pode gerar redes de modo automático, permite escolher a distribuição dos elementos dependendo do nível de precisão requerido e otimizar as redes de maneira detalhada;
- **Condições de fluxo:** permite inserir o nível do lençol freático e algumas condições do fluxo para o modelo;
- **Estágios de construção:** permite inserir as diferentes etapas de construção para fases consecutivas ou simultâneas, através da ativação ou desativação do material, cargas, rigidez e resistência de componentes selecionados do modelo.

5.2.1. Parâmetros de deformabilidade y resistência

Os dados de campo obtidos na investigação geotécnica no item 3.1.2.1, identificaram o perfil do solo como heterogêneo composto predominantemente de pedregulho arenoso mal graduado, moderadamente denso classificado como GP-GW em toda a profundidade de investigação. A partir da revisão da compilação de um grande número de ensaios laboratoriais e in situ, correspondentes a vários estudos realizados para caracterizar ao Conglomerado de Lima mostrado no item 3.1.2.2, e da revisão dos parâmetros propostos pela investigação geotécnica de campo, propõe-se os parâmetros do solo considerados para as simulações numéricas na tabela 5.3, a fim de realizar a primeira tentativa de análise. O boletim de sondagem diferenciou ao solo como moderadamente denso e denso segundo a profundidade, para a modelagem foi considerada a mesma divisão classificando-os como GP1 e GP2 respectivamente.

Tabela 5.3. Parâmetros geotécnicos considerados para a modelagem

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor	
Solos - Pedregulho	GP		GP1	GP2
Peso específico	γ	kN/m ³	21	21
Coesão	c'	kPa	20	30
Ângulo de atrito	ϕ'	°	42	44
Ângulo de dilatancia	ψ	°	11,9	11,9

Para simular o real comportamento da estrutura grampeada requerer-se de um modelo capaz de reproduzir as diferentes fases construtivas. Para esse propósito o manual Plaxis (2019) recomenda que os modelos constitutivos mais indicados para poder modelar escavações em solos de pedregulho como o Conglomerado de Lima, são o modelo *Hardening Soil (HS)* e o modelo *Hardening soil com pequenas deformações (HS-Small)*. Esses modelos avançados, como já mencionado anteriormente, utilizam parâmetros avançados de rigidez E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} , que são obtidos através de ensaios oedométricos e triaxiais, no entanto, devido à dificuldade de ensaiar solos desse tipo e à falta de equipamentos triaxiais especiais com a capacidade de ensaiar essas amostras, considera-se outras alternativas para poder estimar esses parâmetros.

A partir dessas recomendações, a presente pesquisa faz uso do modelo *Hardening soil com pequenas deformações (HS-Small)*. Além dos parâmetros de rigidez mostrados o modelo considera alguns parâmetros adicionais para pequenas deformações explicados nas seguintes linhas.

Gómez (2019) citou o trabalho de Madrid (2019), onde o autor estimou os valores desses parâmetros de rigidez (tabela 5.4) utilizando modelagem numérica. Através de simulações iterativas de tentativa e erro, foi calculado o melhor ajuste da curva de carga-deslocamento (figura 5.2) para o ensaio de placa aplicado no conglomerado de Lima, utilizando o modelo constitutivo *HS-Small*.

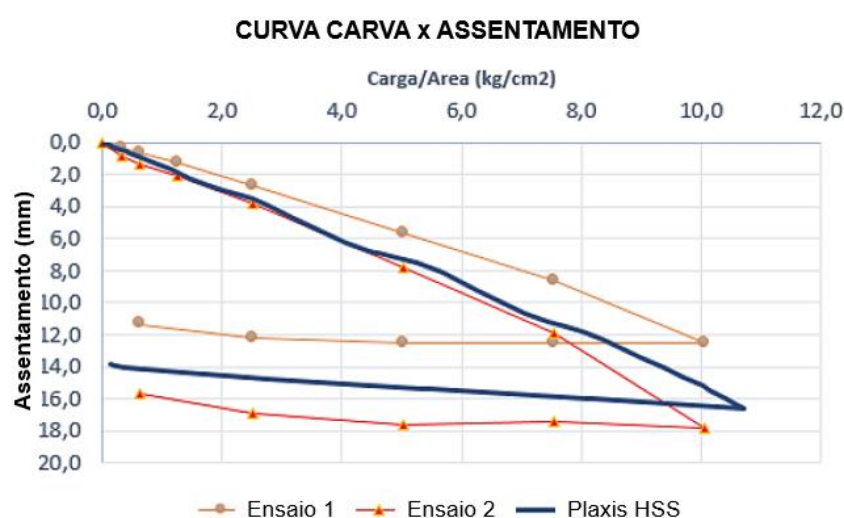


Figura 5.2. Comparação entre o modelo HS Small e os resultados do ensaio de placa (adaptado de Madrid, 2019)

Enquanto aos parâmetros de deformação G_0 e $\gamma_{0,7}$ do modelo *HS-Small*, o mesmo autor utilizando o mesmo método anterior, determinou o módulo cisalhante (G) com base em ajustes entre os valores de velocidades de onda V_s (obtidos através de ensaios geofísicos tipo MASW no Conglomerado de Lima) e os valores calculados com o modelo *HS-Small*, que permitiram estimar o valor do módulo de cisalhamento máximo $G_{m\acute{a}x}$ (figura 5.3). Com esse parâmetro $G_{m\acute{a}x}$ foi obtida a curva de degradação do módulo de cisalhamento com a deformação para o Conglomerado de Lima, através da comparação com a curva de degradação para o pedregulho estabelecida por Rollins et al. (1998), como mostrado na figura 5.4. Os valores dos parâmetros avançados são mostrados na tabela 5.4, é importante indicar que o valor do parâmetro “m” também foi obtido através dos ensaios MASW.

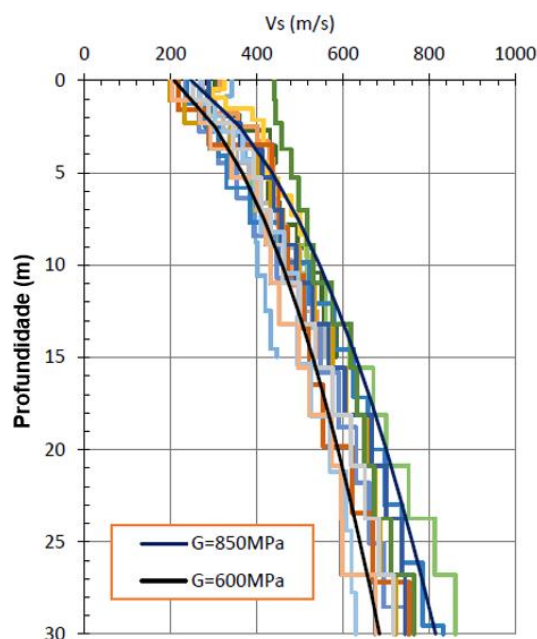


Figura 5.3. Resumo dos ensaios MASW no conglomerado de Lima e ajuste do parâmetro $G_{\text{máx}}$ (adaptado de Madrid, 2019)

Tabela 5.4. Parâmetros avançados para o modelo HS-Small (adaptado de Gómez, 2019)

Símbolo	Parâmetro	Valores	Unidades
E_{50}^{ref}	Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento	80.000	kPa
E_{ur}^{ref}	Rigidez de descarregamento-recarregamento em ensaio triaxial	80.000	kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para ensaio oedométrico	240.000	kPa
m	Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão	0,8	m
G_0	Módulo de cisalhamento inicial para pequenas deformações	600 - 850	MPa
$\gamma_{0,7}$	Nível de deformação de cisalhamento em que o módulo de cisalhamento secante G_s é 70% do módulo inicial G_0	0,0001	-

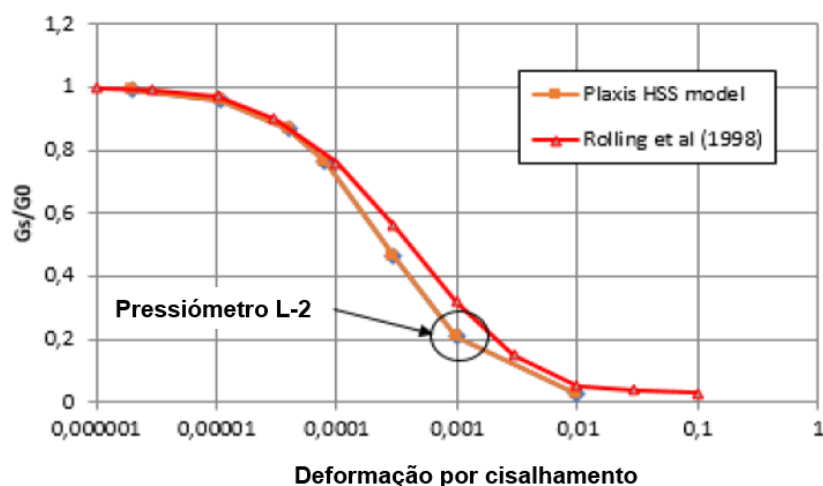


Figura 5.4. Curva de degradação do módulo de cisalhamento com a deformação (Madrid, 2019)

Buscando uma melhor avaliação dos valores propostos na tabela 5.4, foi realizada uma primeira validação dos parâmetros de rigidez, assim pode-se estimar ordens de grandeza. A verificação foi realizada através de um cálculo simples utilizando as formulações mostradas no item 2.2.2.2. Para esse fim, o primeiro passo é estimar o valor do parâmetro E_{50}^{ref} , esse parâmetro depende do valor de E_i (rigidez inicial) e pode ser estimado utilizando faixas de valores encontrados na literatura por diferentes pesquisadores. Obrzud e Truty (2018) no manual do programa geotécnico Zsoil, propuseram valores para um parâmetro análogo para a rigidez inicial, denominado de rigidez estática (E_s). Na tabela 5.5, pode-se observar esses valores para diferentes tipos de solo com base nas pesquisas de Kezdi (1974) e Prat et al. (1995).

Tabela 5.5. Valores típicos para o módulo "estático" E_s [MPa] (compilado por Kezdi, 1974; Prat et al., 1995, e estendido por Obrzud e Truty, 2018)

Tipo de solo	Densidade do solo							
	Fofo		Médio		Denso		Muito denso	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Pedregulho/Areia bem graduado	30	80	80	160	160	320	320	480
Areia, uniforme	10	10	30	30	50	50	80	120
Areia/Pedregulho siltoso	7	12	12	20	20	30	30	40
Areia/Pedregulho argiloso	6	10	10	15	15	21	21	29

Segundo o boletim de sondagem do projeto, o solo é considerado como pedregulho moderadamente denso, por tanto, considera-se adequado adotar um

valor de E_s igual a 100 Mpa. Para calcular o parâmetro E_{50}^{ref} (equação 29), inicialmente foi calculado o valor do módulo de Young secante a 50% (E_{50}) através da equação 26 e o valor de R_f da tabela 2.7.

$$E_{50} = \frac{E_i(2 - R_f)}{2} = \frac{100.000(2 - 0,9)}{2} = 55.000 \text{ kPa}$$

Os valores dos parâmetros para a equação 29 são conhecidos das tabelas 5.3 e 5.4, sendo $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$ e $c = 20 \text{ kPa}$, com exceção do parâmetro σ_3 . Este último valor foi avaliado considerando a metade da altura do solo escavado (15 m), isto é, a 7,5 m de profundidade, assim σ_3 , é calculado com a seguinte expressão:

$$\sigma'_3 = \sigma'_h = \sigma'_v K_0 = \gamma * z * (1 - \sin \varphi') = 21 * 7,5 * (1 - \sin 42^\circ) = 52,11 \text{ kPa}$$

O valor do parâmetro m , da mesma forma foi verificado, utilizando as faixas de valores apresentados por Obrzud e Truty (2018), com base na pesquisa de von Soos (1991), na tabela 5.6. Segundo essa tabela o valor do parâmetro m proposto na tabela 5.4, mostra-se coerente dentro dos intervalos considerados.

Tabela 5.6. Intervalos sugeridos de expoente de rigidez m observado para o módulo oedométrico E_{oed} (compilado por von Soos, 1991).

Tipo de solo	$m (-)$
Pedregulho: mal graduado (uniforme)	0,4 - 0,6
Pedregulho: arenoso, bem graduado	0,5 - 0,7
Pedregulho: siltoso ou argiloso, bem graduado não triturado	0,5 - 0,7
Pedregulho-Areia-Argila mista, triturado	0,7 - 0,9
Areia: fina, uniforme	0,6 - 0,75
Areia: grossa, uniforme	0,55 - 0,7
Areia: bem graduada e areia com pedregulho	0,55 - 0,7
Areia: com finos, não triturada	0,65 - 0,8
Areia: com finos, triturada	0,75 - 0,9

Utilizando a equação (29), tem-se que:

$$55.000 = E_{50}^{ref} \left(\frac{52,11 + 20 \cot 42^\circ}{100 + 20 \cot 42^\circ} \right)^{0,8} \rightarrow E_{50}^{ref} = 81.886,12 \text{ kPa}$$

Esse resultado é coerente com o valor proposto na tabela 5.4, a partir daí, os outros parâmetros avançados de rigidez (E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref}) podem ser estimados com as equivalências que o manual do Plaxis propõe. A tabela 5.7, sumariza os parâmetros considerados para as primeiras simulações, buscando reproduzir de modo mais aproximado os resultados obtidos no campo, em termos de deslocamentos horizontais.

Tabela 5.7. Parâmetros adotados para o as primeiras simulações.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor		
Solos - Pedregulho	GP		CL-ML	GP1	GP2
Modelo constitutivo			MC	HS-Small	HS-Small
Coesão	c'	kPa	1	20	30
Ângulo de atrito	φ'	°	27	42	44
Peso específico	γ	kN/m ³	17	21	21
Ângulo de dilatância	ψ	°	-	11,9	11,9
Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento	E_{50}^{ref}	kPa	-	80.000	100.000
Rigidez tangente para ensaio oedométrico	E_{oed}^{ref}	kPa	-	80.000	100.000
Rigidez de descarregamento-recarregamento em ensaio triaxial	E_{ur}^{ref}	kPa	-	240.000	300.000
Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão	m	-	-	0,8	0,8
Módulo de Poisson	ν	-	-	0,25	0,25
Razão de ruptura	R_f	-	-	0,9	0,9
Módulo de cisalhamento inicial para pequenas deformações	G_0	kPa	-	625.000	750.000
Nível de tensão de cisalhamento em que o módulo de cisalhamento secante G_s é 70% do módulo inicial G_0	$\gamma_{0,7}$	-	-	0,0001	0,0001

5.2.2. Parâmetros das estruturas

5.2.2.1. Muro de concreto

Para modelar o muro de concreto no Plaxis, considera-se como elemento estrutural do tipo *plate*, como um material de tipo elástico que simula o comportamento a flexão do muro. Este elemento faz uso dos seguintes parâmetros de entrada: rigidez axial (EA), rigidez à flexão (EI), coeficiente de Poisson (ν) e peso relativo (w), este último parâmetro é calculado seguindo a recomendação de Brinkgreve e Shen (2011) para o caso de parede no solo e para o caso de solo escavado em uma face da parede, mostrado na figura 5.5, através da equação 49.

$$w = \left(\gamma_c - \frac{\gamma_{solo}}{2} \right) e \quad (49)$$

Onde,

e = espessura da parede (todas as paredes de 0,35m);

γ_c = peso específico do concreto com um valor igual a 24 kN/m³.

$$w = \left(\gamma_c - \frac{\gamma_{solo}}{2} \right) e = \left(24 - \frac{21}{2} \right) (0,35m) = 4,73 \text{ kN/m/m}$$

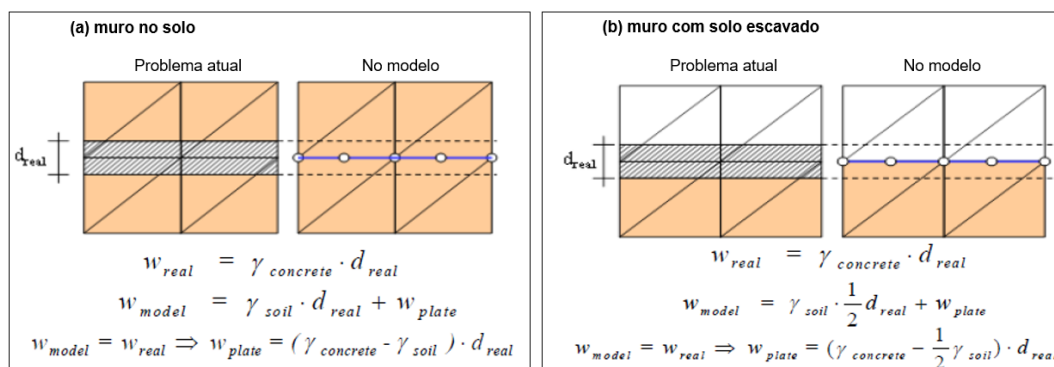


Figura 5.5. Parede dentro da massa do solo (adaptado de Gouw, 2014)

Foi considerado um valor de E_c (módulo de elasticidade do concreto) igual a $3,5 \cdot 10^7$ kPa para um concreto tipo H-30. A área da seção axial considera a espessura “ e ” por metro de face, então pode-se calcular o valor da rigidez axial (EA), como:

$$E * A = (3,5 * 10^7) * (0,35 * 1,00) = 1,23 * 10^7 \text{ kN/m}$$

Em quanto ao valor da rigidez à flexão, é calculado através do momento de inercia (I) por metro de face, como mostrado a seguir:

$$I = \frac{e * h^3}{12} = \frac{1 * 0,35^3}{12} = 3,57 * 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$E * I = (3,5 * 10^7) * (3,57 * 10^{-3}) = 1,25 * 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

O Plaxis faz o cálculo automaticamente do valor da espessura equivalente do elemento plate (d_{eq}) a través da seguinte relação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (50)$$

$$d_{eq} = \sqrt{12 \left(\frac{1,25 * 10^5}{1,23 * 10^7} \right)} = 0,35 \text{ m}$$

A tabela 5.8 sumariza os valores dos parâmetros para modelar a parede de concreto.

Tabela 5.8. Parâmetros elásticos do muro para o elemento plate.

Parâmetros	Valores	Unidades
γ_c	24	kN/m ³
E_c	$3,5 * 10^7$	kPa
EA	$1,23 * 10^7$	kN/m
EI	$1,25 * 10^5$	kN m ² /m
d_{eq}	0,35	m
ν	0,15	-
w	4,73	kN/m/m

Para poder representar a interação entre o elemento estrutural e o solo foi utilizado um elemento de interface regido pelo modelo elasto-plástico, onde os níveis de tensão para os comportamentos elástico e plástico são definidos pelo critério de resistência de Mohr-Coulomb.

O propósito do elemento de interface é reduzir o atrito entre o elemento estrutural e o solo através do parâmetro R_{inter} que considera valores entre 0,01 e 1,0. Gouw (2014) menciona que o valor limite inferior de 0,01 significa que praticamente não há atrito entre o elemento estrutural e o solo, enquanto o limite superior de 1,0 significa que estão completamente em contato rígido onde o solo e o componente estrutural não podem deslizar-se um do outro. Para simular essa interação foi adotado um valor de 0,9 posto que os muros têm uma espessura importante e o grau de fixação do grampo conferem aderência ao solo, além de considerar a recomendação de Brinkgreve e Shen (2011) para as faixas de valores mostrados na tabela 5.9.

Tabela 5.9. Fatores de redução sugeridos, R_{inter} (Brinkgreve e Shen, 2011)

Tipo de interação	R_{inter}
Interação areia/aço	0,6 - 0,7
Interação argila/aço	0,5
Interação areia/concreto	0,8 - 1,0
Interação argila/concreto	0,7 - 1,0
Interação solo/geogrelha (corpo cimentado)	1,0

Os parâmetros de resistência considerados para simular a interação entre a parede e o solo, foram modificados com o propósito de mostrar a melhor aproximação com os dados de campo. Os valores de coesão, ângulo de atrito e ângulo de dilatância foram reduzidos por um fator de 2/3, conseguindo assim os melhores resultados. Enquanto aos parâmetros de rigidez foram considerados os mesmos do modelo constitutivo utilizado. A tabela 5.10, mostra os parâmetros para o elemento de interface.

Tabela 5.10. Parâmetros elasto-plásticos do elemento de interface da parede

Parâmetros	Valores	Unidades
γ	21	kN/m ³
c	13,3	kPa
ϕ	28	°
Ψ	7,93	°
E	80.000	kPa
ν	0,25	-

5.2.2.2. Grampos

Para modelar os grampos não existe um elemento estrutural específico no programa, no entanto, os usuários podem simular os grampos utilizando tanto o elemento estrutural *geogrid* quanto *plate* em modelos bidimensionais representados por um estado plano de deformação.

Contrariamente aos elementos estruturais tipo *plate*, os elementos tipo *geogrid* ignoram completamente a rigidez à flexão dos grampos. Estudos realizados por diferentes pesquisadores (Plaxis 2002, Liew e Khoo 2006, Babu e Singh 2007, Fan e Luo 2008) compararam os resultados para ambos os tipos de estruturas, finalmente recomendam que o uso de elementos tipo *plate* seja preferido sobre o elemento de tipo *geogrid* para simular o comportamento dos grampos.

Os parâmetros mais importantes de entrada para o elemento estrutural tipo *plate* são a rigidez à flexão (EI) e a rigidez axial (EA). O cálculo desses parâmetros deve considerar a contribuição da rigidez elástica do revestimento da nata de cimento e da barra de reforço, no entanto, Dos Santos (2019) destaca o trabalho de Plumelle et al (1990), onde os autores realizaram uma avaliação da contribuição da nata de cimento para a rigidez do reforço, eles concluem que o material sofre trincas quando submetido a pequenas deformações, ou seja, a nata só suporta, sem trincar esforços de tração muito baixos. Este fato faz com que este estudo não considere a

contribuição da nata de cimento para a resistência à tração. Para a análise 2D dos grampos com elementos *plate* foi ajustada a rigidez à compressão e a rigidez à flexão por metro de comprimento perpendicular ao plano de análise, dividindo os parâmetros EA e EI pelo espaçamento horizontal. Os grampos utilizados para o projeto são tubos ocos de aço e os valores dos parâmetros EA e EI são calculados com as seguintes expressões:

$$EA [kN/m] = \frac{E_n}{S_h} \left[\frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \right] \quad (51)$$

$$EI [kN m^2/m] = \frac{E_n}{S_h} \left[\frac{\pi(D_{ext}^4 - D_{int}^4)}{64} \right] \quad (52)$$

Onde,

E_n = módulo de elasticidade do material do grampo;

S_h = espaçamento horizontal dos grampos;

D_{ext} = diâmetro externo do tubo;

D_{int} = diâmetro interno do tubo.

Substituindo os valores de EA e EI nas propriedades do material para elementos tipo *plate*, o programa determina automaticamente a espessura equivalente do plate (d_{eq}) usando a equação 50. O peso relativo dos grampos (w) é calculado com a seguinte relação:

$$w = (\gamma_c - \gamma_s) e \quad (53)$$

Onde, “e” é a espessura relativa dos grampos e “ γ_s ” é o peso específico do solo.

Para o projeto foram usados grampos da série R51/800, R52/660 do fabricante DYWIDAG-DSI e grampos da série TITAN 52/26, 40/16 do fabricante ISCHEBECK. A tabela 5.11, sumariza os parâmetros estruturais e especificações técnicas dos grampos anteriormente indicados.

Tabela 5.11. Parâmetros elásticos dos grampos para o elemento plate

Parâmetros	R51/800	R51/660	TITAN 52/26	TITAN 40/16	Unidades
E_n	2,05E+08	2,05E+08	2,05E+08	2,05E+08	kPa
S_h	1,80	1,80	1,80	1,80	m
S_v	2,20	2,20	2,20	2,20	m
EA	1,47E+05	1,24E+05	1,28E+05	9,28E+04	kN/m/m
EI	30,43	27,76	42,00	17,00	kN m ² /m
d_{eq}	0,05	0,05	0,06	0,05	m
v	0,20	0,20	0,20	0,20	-
w	0,21	0,21	0,21	0,21	kN/m/m

5.2.3. Modelagem da seção de análise

Para as seguintes análises foram utilizados os resultados dos deslocamentos horizontais do eixo A do inclinômetro INC-01, localizado em uma esquina convexa (figura 4.1). Essa seção foi considerada como caso padrão, desta forma podem-se desenvolver análises mais interessantes devido a que essa seção apresenta uma maior altura de escavação (15,0m), grampos de maior comprimento, influência de sobrecargas atrás do muro maiores e um maior número de fases de escavação.

A geometria do modelo considerou uma rede que se estende desde a coordenada -30m até a coordenada + 30m na horizontal, enquanto no lado vertical a rede cobre desde a cota -15m até a cota + 15m, conforme mostrado na figura 5.6, onde pode-se observar a divisão dos solos. A geometria contempla o uso de condições de contorno que aplicam restrições de deslocamentos, desta forma, considerou-se que os limites direito e esquerdo deste modelo são zero para o deslocamento horizontal e livre movimento na direção vertical. Para o limite inferior do modelo, o deslocamento é zero em qualquer direção.

O modelo considerou uma sobrecarga de 30 kN/m correspondente a um prédio de 3 níveis afastado a 3,0 m da face da parede grampeada, e uma sobrecarga mínima de 10 kN/m entre a face e o prédio. Em quanto ao elemento de interface,

foi colocado atrás e na frente da parede de concreto armado. As características geométricas dos grampos injetados são mostradas na tabela 5.12, ressalta-se a distribuição descendente para os comprimentos dos grampos. Por motivos de otimização não foi proposta uma distribuição tradicional com grampos do mesmo comprimento.

Tabela 5.12. Propriedades geométricas dos grampos da seção de análise

Linha	Nível de instalação (m)	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Ângulo vertical (°)	Grampo instalado
1	13,8	11,7	51	10	R51/800
2	11,6	11,7	51	10	R51/800
3	9,4	11,7	51	10	R51/800
4	7,2	8,7	52	10	T52/26
5	5,0	7,2	52	10	T52/26
6	2,8	5,7	52	10	T52/26

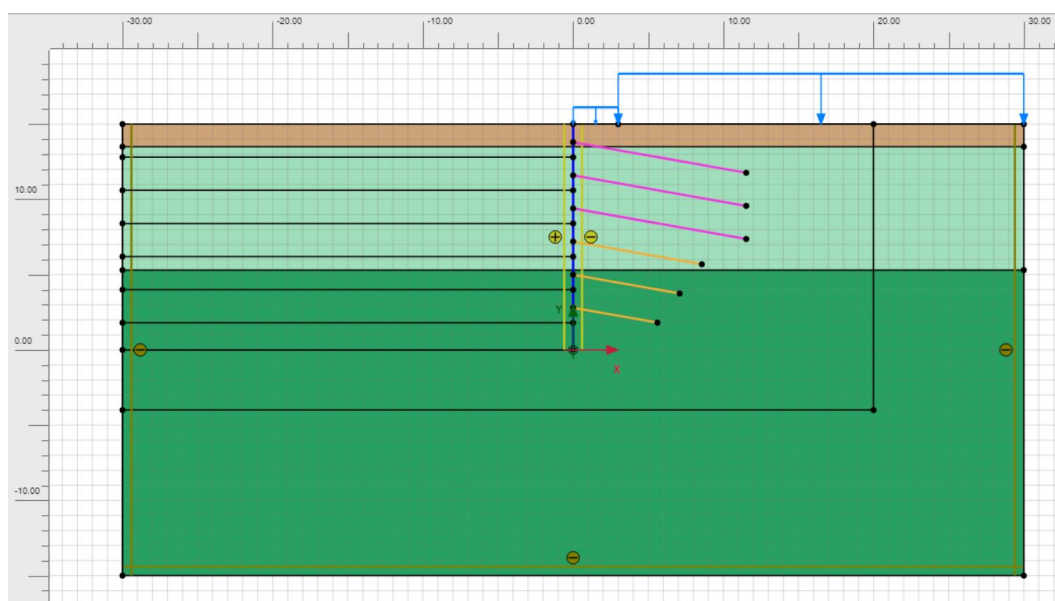


Figura 5.6. Geometria da seção de análise e os elementos estruturais

5.2.4. Malha de elementos finitos

O processo de geração de malha 2D é baseado em um princípio de triangulação que busca os triângulos otimizados e resulta em uma formação de malha não estruturada (Rawat e Gupta, 2016). A malha de elementos finitos utilizada na seção de análise foi formada por 47.935 nós e 5.853 elementos, cada elemento triangular composto por 15 nós para uma malha moderadamente refinada. Na figura 5.7 mostra-se a distribuição dos elementos formados para a malha.

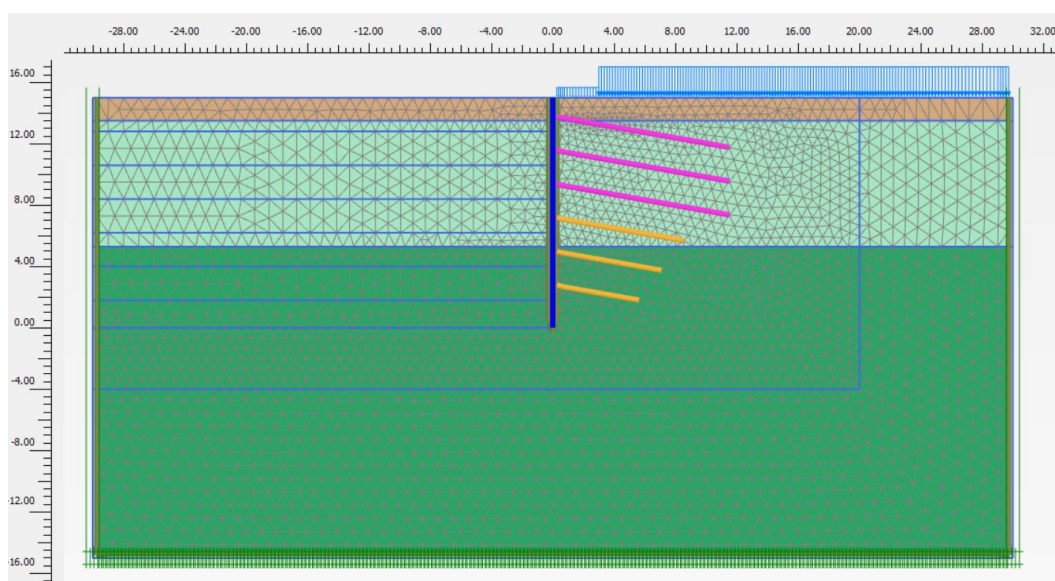


Figura 5.7. Malha de elementos finitos formada para as simulações

5.2.5. Simulação do processo de escavação

Para a modelagem das fases construtivas foi adotado o método tradicional de simulação de escavações grampeadas encontrado na literatura, o método consiste na desativação do bloco de solo e a ativação do grampo e os elementos de revestimento realizados simultaneamente em uma única etapa. O processo foi simulado em 7 fases construtivas através de execução da escavação em nicho, dividido em várias camadas, onde cada fase de escavação compreendeu uma altura de solo de 2,2m, seguindo o mesmo procedimento para cada uma delas até a fase final de escavação. A fim de avaliar o fator de segurança da estabilidade global do talude, foi criada a oitava fase utilizando a técnica de redução de parâmetros de resistência.

As figuras 5.8 e 5.9 ilustram as fases consideradas para a simulação do processo construtivo.

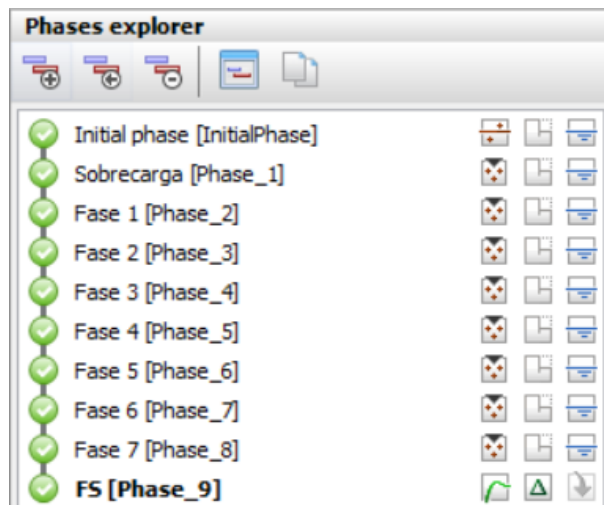
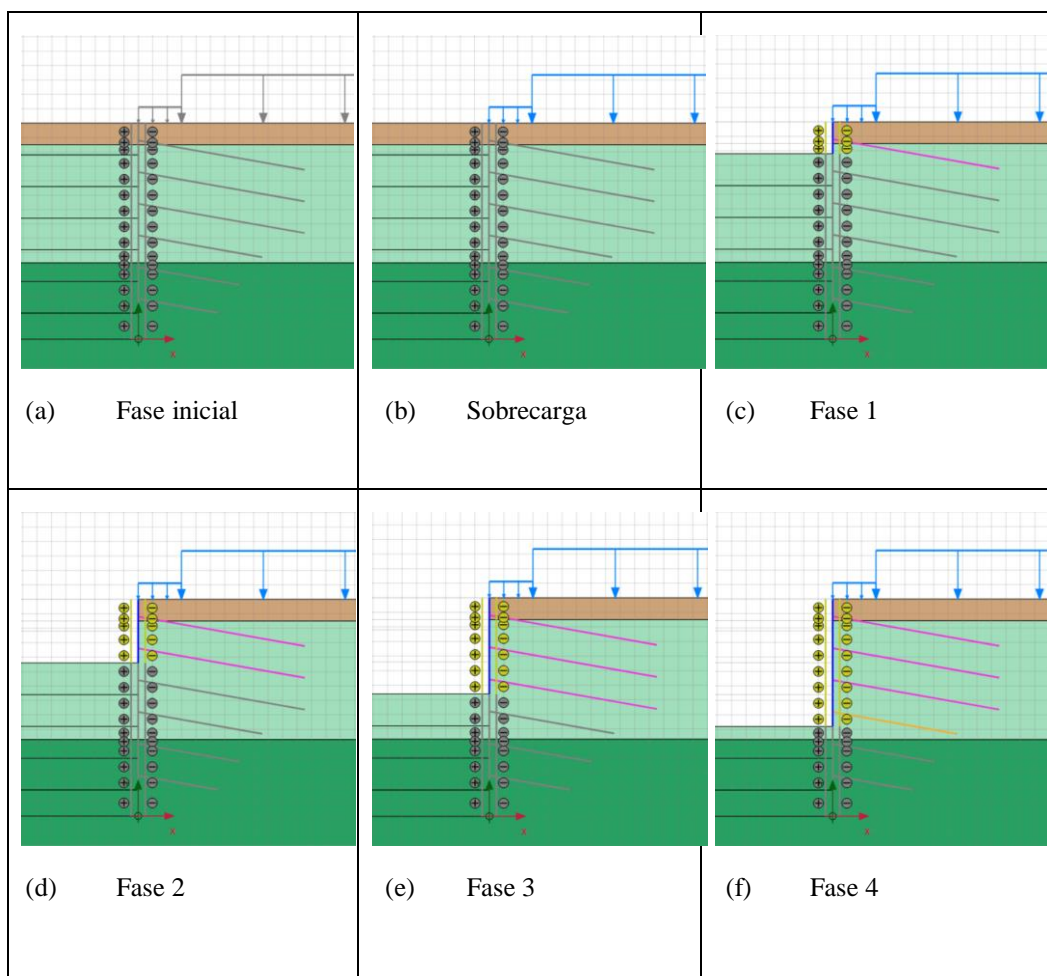


Figura 5.8. Fases construtivas da estrutura grampeada com escavação com nicho



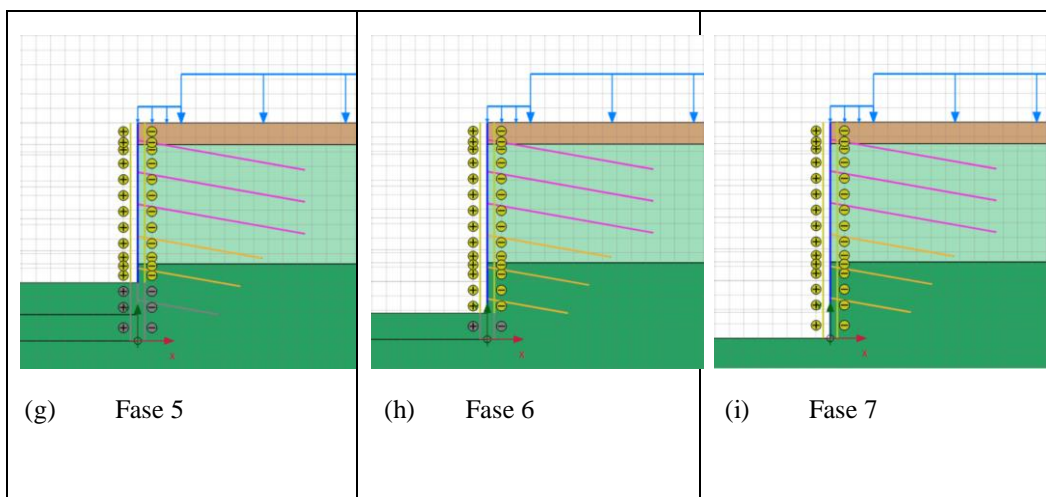


Figura 5.9. Fases da simulação do processo construtivo

Após o estabelecimento do modelo geométrico, o processo tradicional de simulação compreende a correspondente definição das condições iniciais, nesta etapa consideram-se as tensões iniciais, a pressão dos poros iniciais e as condições de drenagem. Visto que, os materiais do modelo apresentam um comportamento drenado e que o nível d'água está localizado abaixo do nível de escavação final, por esses motivos, não foram considerados os efeitos de poropressão. A seguinte etapa compreende as condições iniciais de tensões (fase inicial) que consiste em avaliar os efeitos gerados pelo peso próprio do corpo do solo, através do processo denominado “procedimento K_0 ”.

O procedimento K_0 considera apenas o peso do solo e calcula apenas as tensões efetivas e as poropressões nos elementos e interfaces do solo, por outro lado, o procedimento não considera os elementos estruturais, mudanças de geometria ou mudanças do lençol freático. Para o cálculo das tensões dentro do corpo do solo o procedimento faz uso da seguinte equação:

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \quad (54)$$

Onde σ'_{h0} é a tensão horizontal efetiva em repouso, K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso, σ'_{v0} é a tensão de sobrecarga vertical efetiva. Este procedimento é correto somente quando toda a geometria da superfície do solo, as camadas do solo e o lençol freático são horizontais (Gouw, 2014). A tabela 5.13 mostra as condições iniciais de tensão consideradas, enquanto a figura 5.10 mostra as tensões iniciais no modelo de análise.

Tabela 5.13. Valores utilizados para o procedimento K_0

Solo	Cota inicial (m)	Cota final (m)	$\phi' (^{\circ})$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$
Pedregulho moderadamente denso (GP1)	15	5,3	42	0,33
Pedregulho denso (GP2)	5,3	-15,0	44	0,31

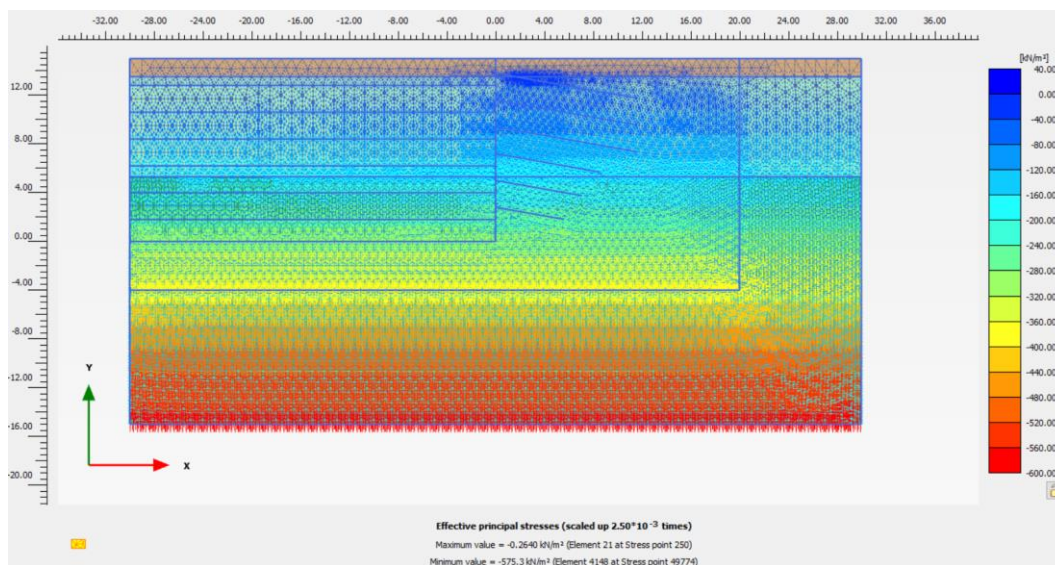


Figura 5.10. Condição Inicial de Tensões para a simulação da escavação

As seguintes fases são estimadas através de cálculos de tipo plástico. Quando a plasticidade está envolvida na análise de elementos finitos, as equações se tornam não lineares, desta forma, o problema deve ser resolvido em uma série de etapas de cálculo (Rawat e Gupta, 2016). Para esse propósito o Plaxis dispõe de procedimentos progressivos automáticos de carregamento e descarregamento, bem como ativação e desativação de cargas e de elementos estruturais. Estas simulações compreenderam uma única etapa por cada fase, em cada fase o procedimento considerou a desativação do solo escavado, seguidamente da ativação do muro e dos grampos de modo simultâneo.

5.2.6. Resultados obtidos

Após a definição dos parâmetros de entrada para o solo e para as estruturas, foram realizadas as primeiras simulações para verificar se os cálculos refletem os

resultados obtidos no campo em função dos deslocamentos horizontais. Os primeiros resultados mostraram uma aproximação adequada, pois as gráficas de deslocamentos horizontais acompanhavam o mesmo perfil dos resultados de campo (figura 5.11), no entanto, os valores poderiam ser melhorados.

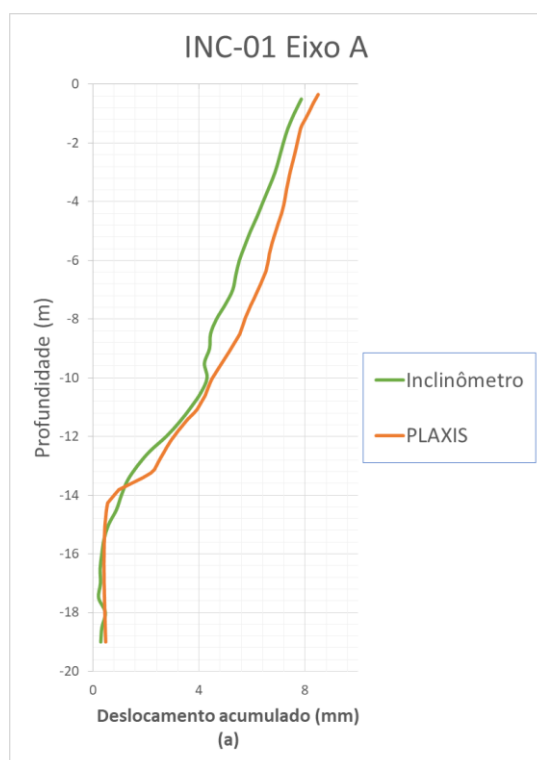


Figura 5.11. Deslocamentos medidos e computados, após a primeira tentativa de calibração do modelo

Para conseguir a melhor aproximação dos deslocamentos, foi desenvolvida uma análise de sensibilidade paramétrica considerando apenas a variação dos parâmetros do solo e modificando um parâmetro por vez. Para essa avaliação foram utilizados gráficos de aranha, esses gráficos permitem mostrar relações entre cada parâmetro, bem como revelar relações não lineares entre os resultados e a variação dos parâmetros (Ferreira, 2019). Desta forma através de inspeção visual é possível conhecer quais parâmetros precisam ser modificados para poder calibrar o modelo, isto é, se aproximar aos dados de campo em relação aos deslocamentos horizontais.

A análise paramétrica mostrou-se exigente devido ao número de variáveis a considerar. O uso dos gráficos de aranha foram muito úteis para estimar o grau da variação paramétrica necessária para alcançar a melhor aproximação aos resultados de campo. As figuras 5.12 a 5.14, mostram os resultados da análises para diferentes profundidades, onde a figura 5.12 indica por exemplo que para atingir o valor

desejado teríamos que aumentar o valor de G_0 em 6% aproximadamente. Os gráficos mostram que os parâmetros que apresentavam a maior influência para calibrar o modelo nas diferentes profundidades foram ϕ' , G_0 , E , $\gamma_{0,7}$, enquanto os parâmetros menos influentes foram K_0 , Ψ e m (módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão). Além disso, foi verificado que quanto mais profundo, menos parâmetros tem influência nos deslocamentos horizontais.

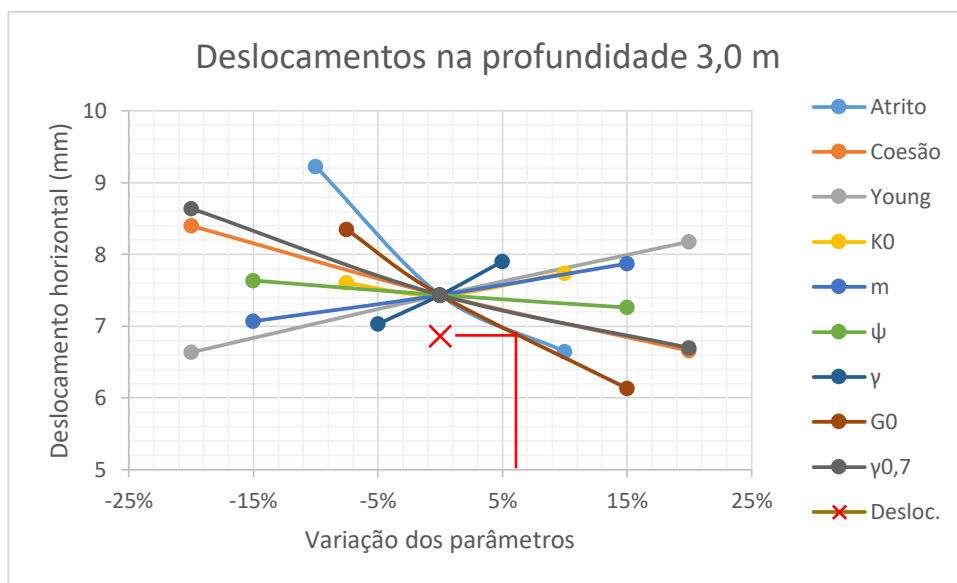


Figura 5.12. Gráfico de variação paramétrica para a profundidade de 3,0m

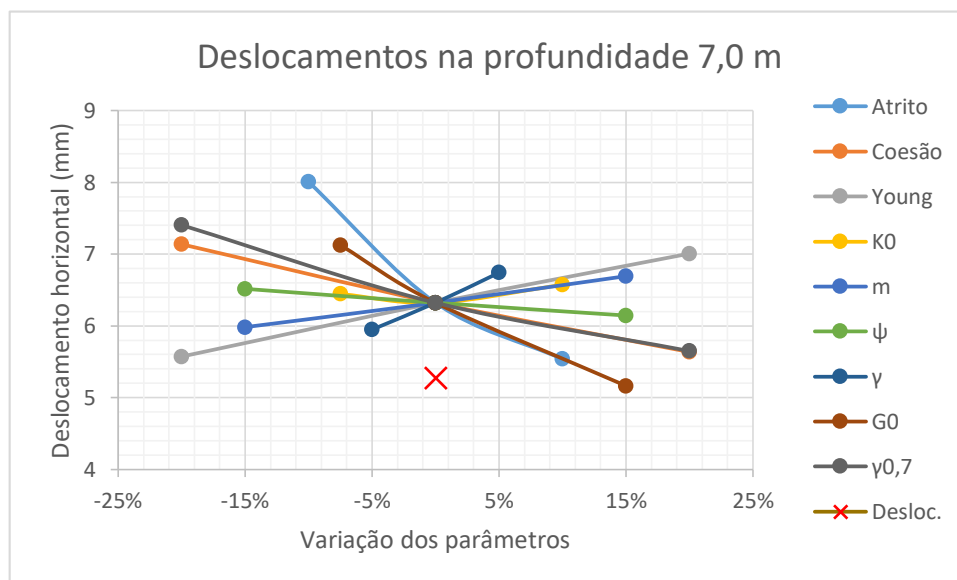


Figura 5.13. Gráfico de variação paramétrica para a profundidade de 7,0m

Finalmente, para conseguir a melhor aproximação foram alterados os parâmetros mais influentes, enquanto a variação dos parâmetros menos influentes

permitiu refinar os resultados. Os valores dos parâmetros que mostraram a melhor aproximação entre os dados de campo e os resultados da modelagem numérica, são mostrados na tabela 5.14. Procurou-se utilizar valores dentro das faixas de valores propostos pelos autores mencionados anteriormente. Foi verificado que pequenas variações dos parâmetros das estruturas variavam muito pouco os valores dos deslocamentos horizontais.

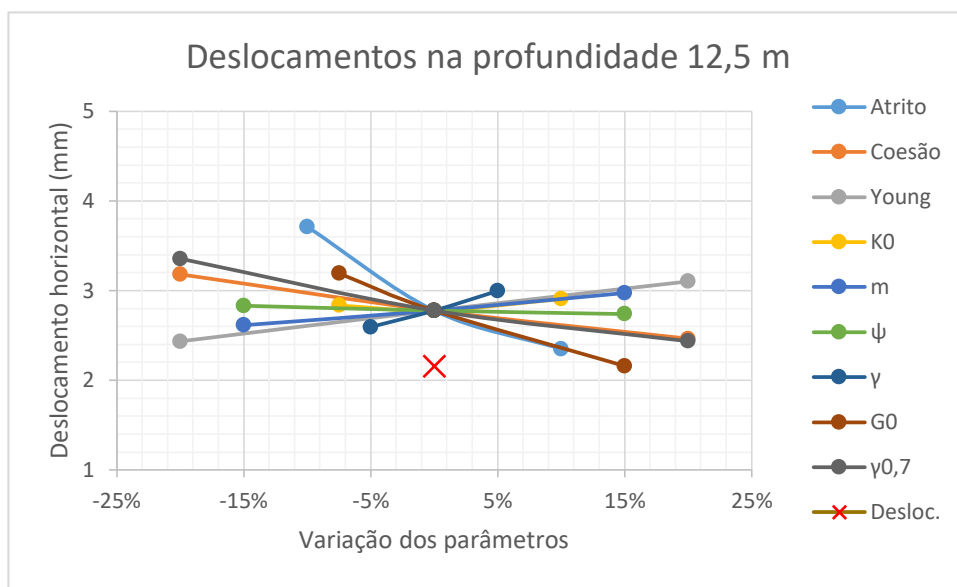


Figura 5.14. Gráfico de variação paramétrica para a profundidade de 12,5m

Quando todas as fases construtivas foram calculadas, a fase 8 fez uso da técnica de redução de parâmetros de resistência (item 2.2) para avaliar o fator de segurança da estabilidade global do talude. A figura 5.15 mostra a superfície crítica de ruptura estimada, pode-se observar que praticamente não cruza pela zona dos grampos, evidenciando uma ruptura de tipo externa, posto que se manifesta na zona passiva do bloco reforçado. O programa estimou um fator de segurança de 1,77 para a condição estática, esse valor mostra-se coerente com o resultado do Slide e satisfaz o valor mínimo estabelecido por diferentes normas para a estabilidade global para o estado permanente.

Na figura 5.16 são apresentados os perfis das superfícies de ruptura calculadas pelos programas Slide e Plaxis 2D. Mesmo que os dois programas utilizem métodos diferentes para estimar o fator de segurança, pode-se observar que as curvas mostram-se semelhantes, sendo a superfície estimada pelo Plaxis 2D mais profunda

e alcançando além do pé do talude. Dado que ambos programas utilizam diferentes métodos para o mesmo objetivo, não podem-se estabelecer comparações diretas, mas com essa avaliação do programa de elementos finitos, verifica-se que o uso do Slide é adequado para estimar a superfície de ruptura crítica e calcular o fator de segurança, além de que fornece resultados de maneira mais rápida e o uso é mais simples.

Tabela 5.14. Parâmetros obtidos após da análises paramétrica.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor		
			CL-ML	GP1	GP2
Solos - Pedregulho	GP				
Modelo constitutivo			MC	HS-Small	HS-Small
Coesão	c'	kPa	1	18	30
Ângulo de atrito	ϕ'	°	27	42	44
Peso específico	γ	kN/m ³	17	20	21
Ângulo de dilatância	ψ	°	-	10	12
Coeficiente de empuxo no repouso	K_0	-	-	0,33	0,31
Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento	E_{50}^{ref}	kPa	-	70.000	90.000
Rigidez tangente para ensaio oedométrico	E_{oed}^{ref}	kPa	-	70.000	90.000
Rigidez de descarregamento-recarregamento em ensaio triaxial	E_{ur}^{ref}	kPa	-	210.000(*)	270.000(*)
Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão	m	-	-	0,65	0,65
Módulo de Poisson	ν	-	-	0,25	0,25
Razão de ruptura	R_f	-	-	0,9	0,9
Módulo de cisalhamento inicial para pequenas deformações	G_0	kPa	-	650.000	725.000
Nível de deformação de cisalhamento em que o módulo de cisalhamento secante G_s é 70% do módulo inicial G_0	$\gamma_{0,7}$	-	-	0,0001	0,0001

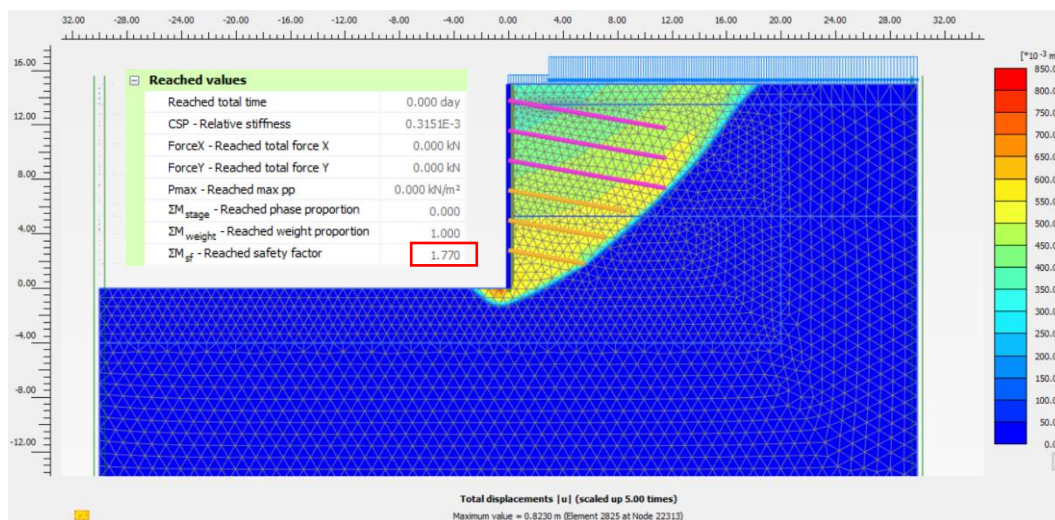


Figura 5.15. Superfície crítica de ruptura da seção de análise

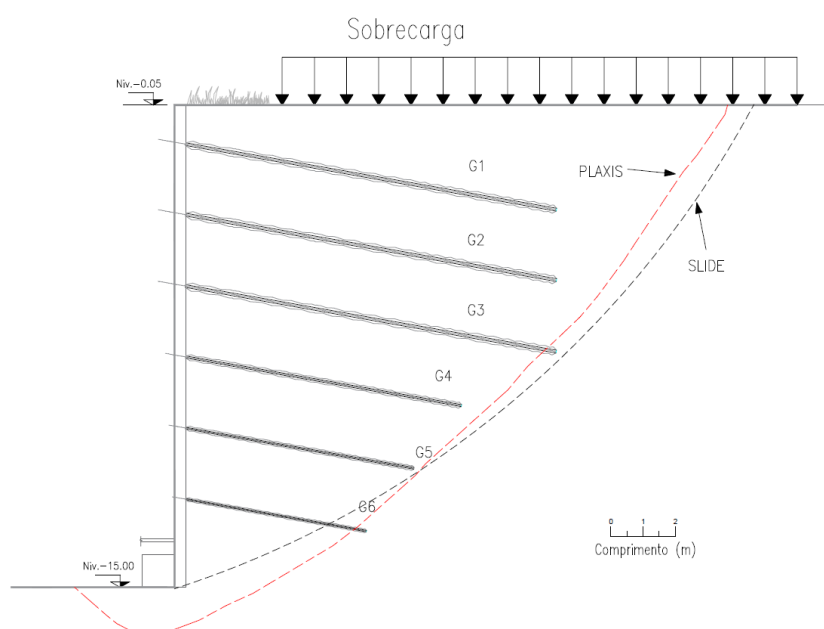


Figura 5.16. Superfícies de ruptura obtidas pelos programas SLIDE e PLAXIS 2D, da seção de análise.

5.2.7. Previsão de deslocamentos

A partir dos resultados de campo traçados nas gráficas de deslocamento horizontal, foram obtidos os deslocamentos nos muros grampeados até o final da escavação. Como já mencionado e prognosticado pelos diferentes autores (Clouterre 1991, Lazarte et al., 2015), para este tipo de estruturas, os resultados mostram que os maiores deslocamentos horizontais foram atingidos no topo do talude da escavação. Os valores normalizados em função da profundidade são

mostrados na tabela 5.16 para os 4 inclinômetros instalados, constatou-se que os resultados obtidos satisfazem a previsão de deslocamentos propostos por diferentes autores para diferentes estruturas de contenção. O manual Clouterre (1991) propõe que o deslocamento horizontal máximo em uma parede grampeada de face vertical deve-se limitar a um valor menor a δ_{hmax}/H (%) < 0,1%, em solos de maior rigidez. Outros autores propõem os seguintes valores normalizados mostrados na tabela 5.15.

Tabela 5.15. Valores médios dos deslocamentos laterais normalizados por diferentes autores.

Autor	Tipo de solo	δ_{hmax}/H (%)
Goldberg et al. (1976)	Areia e pedregulho, argila muito rígida a dura	0,4
	Argila mole a rígida	1
Clouterre (1991) (muros grampeados)	Solos intermediários (rochas)	0,1
	Areias	0,2
	Argilas	0,4
Ou et al. (1993)	Solos moles	0,2 – 0,5
Carder (1995)	Solos rígidos	0,125 – 0,4
Fernie e Suckling (1996)	Solos rígidos	0,2
Wong et al. (1997)	Solos moles	0,2 – 0,35
Bentler (1998)	Areia e pedregulho, argila muito rígida a dura	0,186
	Argila mole a rígida	0,452
Long (2001)	Solos rígidos	0,17
	Solos menos compactos	0,21

Os resultados da modelagem mostram valores semelhantes aos valores na tabela 5.16. Esses valores mostrados na tabela 5.17, são os máximos deslocamentos horizontais atingidos na escavação, razoavelmente também no topo como era esperado, fato já observado nos resultados do estudo paramétrico realizado por Springer (2001), a autora estimou os máximos valores de deslocamentos horizontais e verticais no topo da escavação. A congruência entre os valores das tabelas, indica que o modelo *HS-Small* resulta ser adequado para simular o comportamento deste tipo de estruturas neste tipo de solo considerando as diferentes etapas construtivas.

Nas figuras 5.17 a 5.19, podem-se observar os valores mostrados nas anteriores tabelas, essas curvas mostram uma boa concordância entre os dados de campo e os resultados de deslocamentos horizontais da modelagem numérica para o final da construção. No caso do eixo B do inclinômetro INC-01, as curvas mostraram um afastamento maior em relação aos outros perfis, no entanto, foi a melhor aproximação da modelagem considerando todos os perfis de deslocamento dos inclinômetros.

Tabela 5.16. Resultados de máximos deslocamentos horizontais do monitoramento de campo.

Inclinômetro	Profundidade (m)		Deslocamento horizontal máximo (mm)		δ_{hmax}/H (%)	
	Eixo A	Eixo B	Eixo A	Eixo B	Eixo A	Eixo B
INC-01	15,00	11,50	7,86	10,47	0,05	0,09
INC-02	7,50	15,00	1,65	5,20	0,02	0,03
INC-03	15,00	-	6,56	-0,98	0,04	-
INC-04	15,00	-	6,29	-2,37	0,04	-

Tabela 5.17. Resultados de máximos deslocamentos horizontais obtidos no Plaxis.

Inclinômetro	Profundidade (m)		Deslocamento horizontal máximo (mm)		δ_{hmax}/H (%)	
	Eixo A	Eixo B	Eixo A	Eixo B	Eixo A	Eixo B
INC-01	15,00	11,50	7,75	13,73	0,05	0,12
INC-02	7,50	15,00	2,59	7,75	0,03	0,05
INC-03	15,00	-	8,03		0,05	
INC-04	15,00	-	8,03		0,05	

A figura 5.20 mostra os deslocamentos horizontais acumulados registrados no inclinômetro INC-01 para o eixo A, em cada fase de escavação. Os deslocamentos são consecutivos e aumentam de modo constante, atingindo o máximo valor no topo do talude em cada fase. Pode-se observar que esse comportamento também é refletido pelas curvas obtidas com modelagem numérica, ambos os conjuntos de curvas mostram uma boa concordância. Os valores obtidos no Plaxis são ligeiramente menores, exceto na última fase de escavação, onde os deslocamentos são muito próximos dos dados de campo.

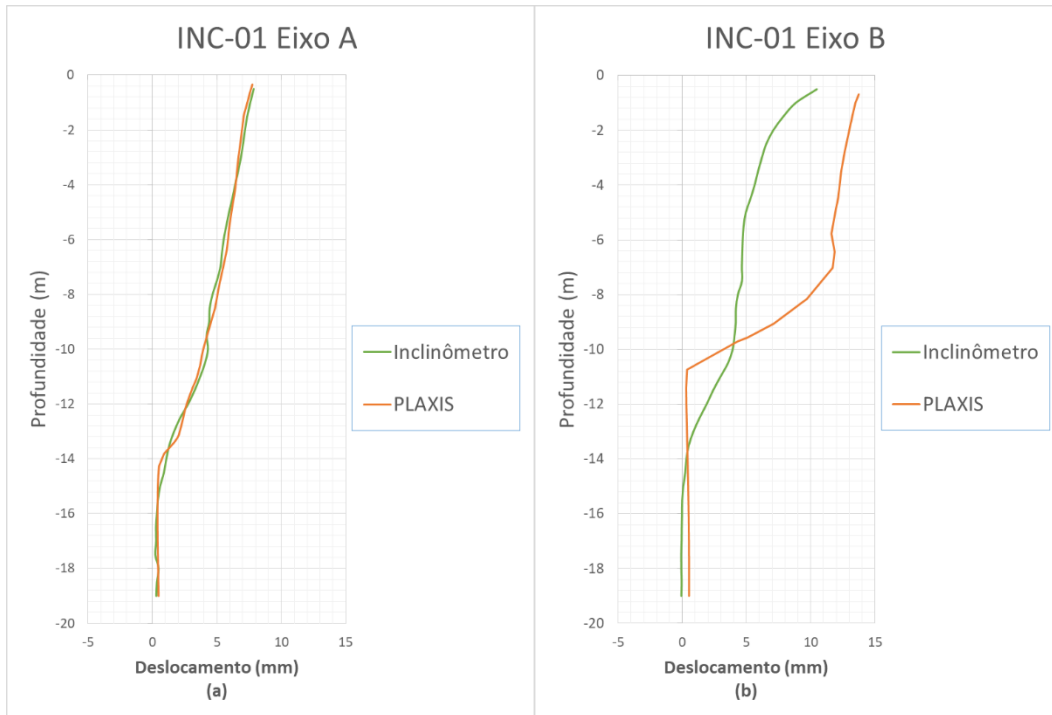


Figura 5.17. Deslocamentos medidos e computados no eixo A (a) e eixo B (b) do inclinômetro INC-01

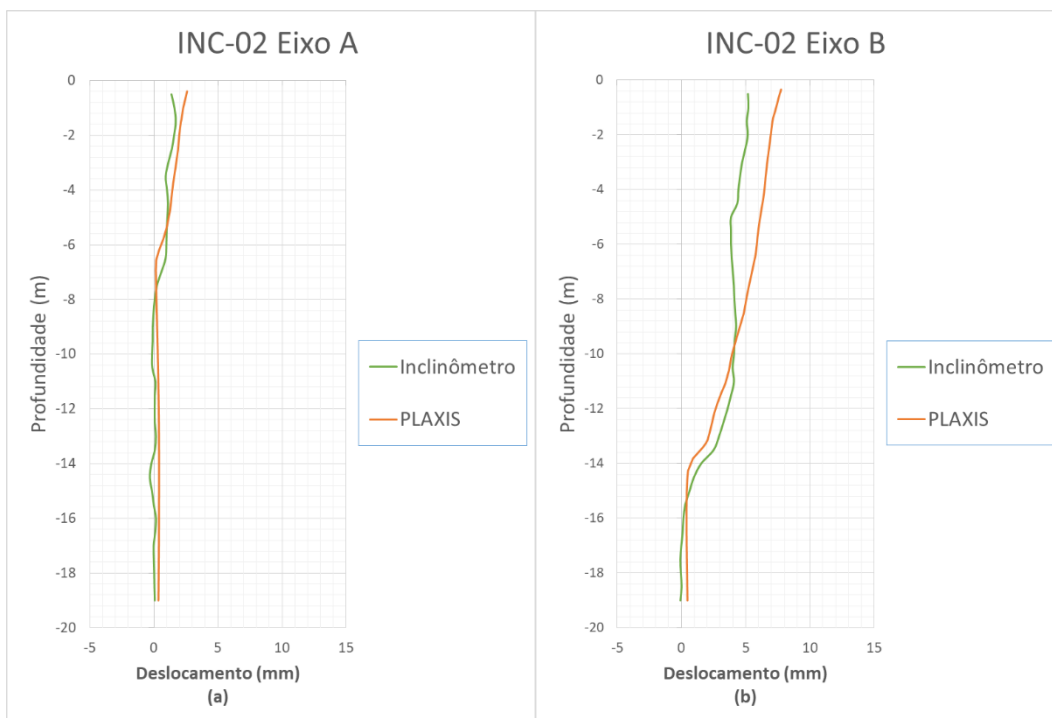


Figura 5.18. Deslocamentos medidos e computados no eixo A (a) e eixo B (b) do inclinômetro INC-02

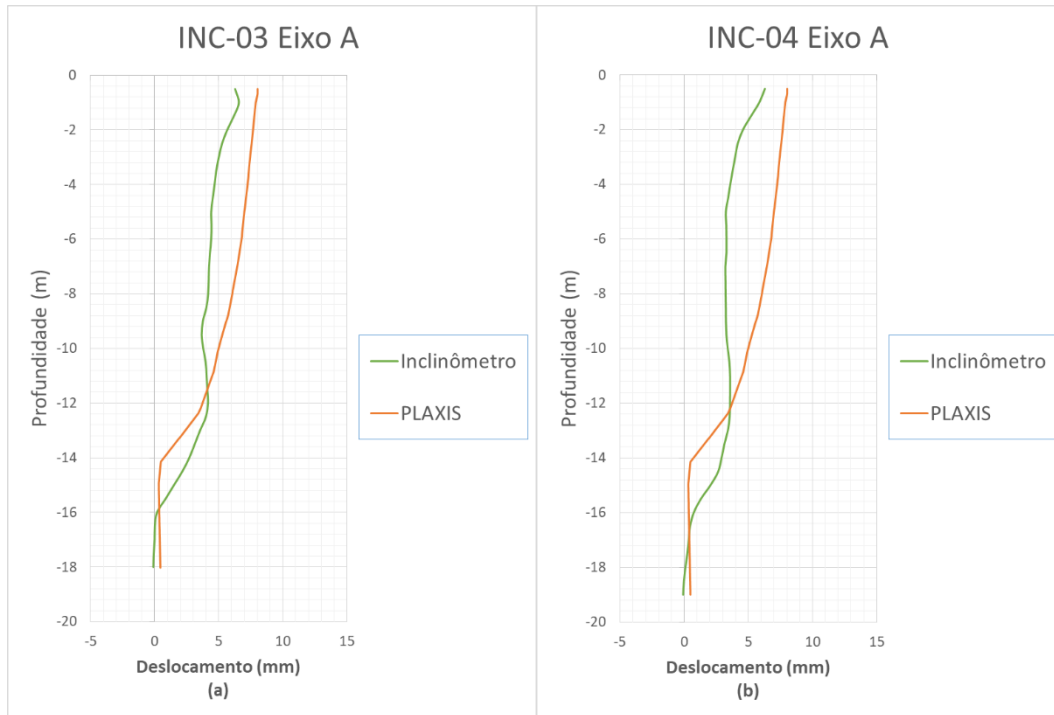


Figura 5.19. Deslocamentos medidos e computados no eixo A do inclinômetro INC-03 (a) e do inclinômetro INC-04 (a)

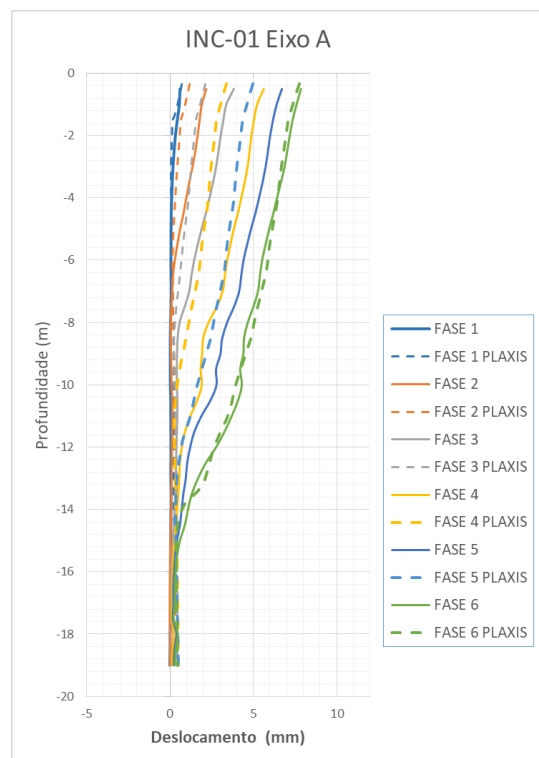


Figura 5.20. Deslocamentos horizontais medidos e computados no eixo A do inclinômetro INC-01, para cada fase de escavação

Os deslocamentos verticais na superfície do talude também foram avaliados, com o intuito de observar o seu desenvolvimento nas diferentes fases de escavação. Na figura 5.21 observa-se o aumento dos deslocamentos verticais com o aumento da profundidade, atingindo um máximo valor de $\delta_{vm\acute{a}x} = 8,3$ mm na última fase, correspondente a um valor normalizado de $\delta_{vm\acute{a}x}/H$ (%) igual a 0,05%. Esse valor indica que ambos os deslocamentos máximos vertical e horizontal no topo do talude são muito próximos (tabela 5.17), tal como foi previsto nas pesquisas dos autores mencionados.

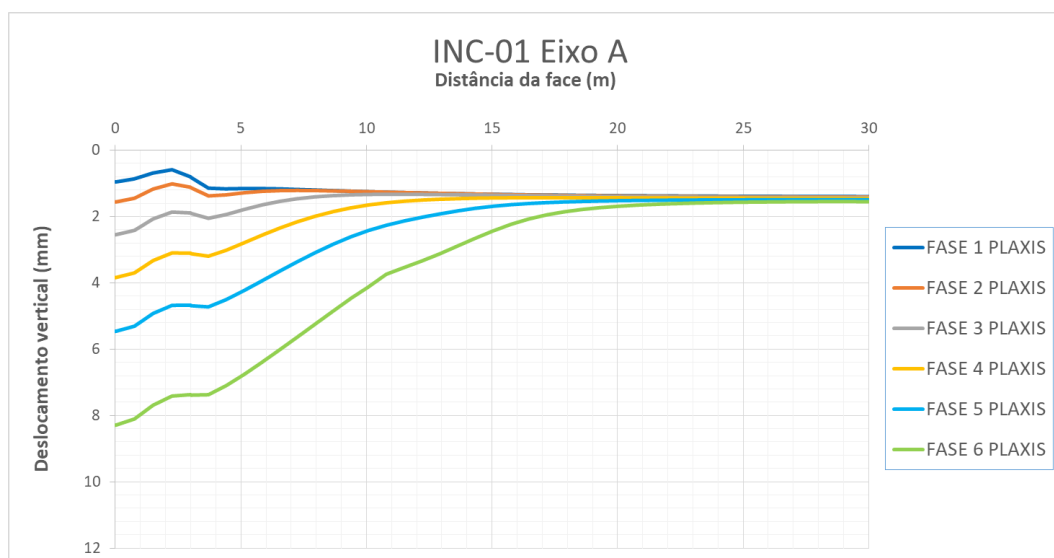


Figura 5.21. Deslocamentos verticais computados no eixo A do inclinômetro INC-01, para cada fase de escavação

Lazarte et al., (2015) mencionam que em solos predominantemente granulares ocorrem movimentos após o final da escavação. O “creep” ou fluência dos solos retidos de grãos finos pode gerar o aumento das forças de tração nos grampos e o desvio do muro após a construção. O presente trabalho somente considerou os valores de deslocamentos horizontais medidos com os inclinômetros até o final da escavação, se as condições das estruturas de contenção mantêm-se iguais nas seguintes etapas construtivas, então movimentos excessivos não seriam esperados devido à alta rigidez do solo e à contribuição dos grampos permanentes. Para futuras pesquisas recomenda-se continuar com as medições após o termino da escavação e desta forma poder conhecer o desenvolvimento dos deslocamentos horizontais no tempo.

6

Conclusões e Sugestões para novas pesquisas

A presente pesquisa objetiva avaliar os deslocamentos em muros grampeados para um caso de obra em uma escavação profunda com face vertical e superfície do terreno horizontal. O acompanhamento dos deslocamentos a través de inclinômetros, instalados no perímetro do projeto e a simulação do comportamento da estrutura com modelagem numérica, permitem levar às seguintes conclusões:

- Por meio das comparações gráficas das curvas de deslocamento, foi possível demonstrar que existe uma baixa probabilidade de erros sistemáticos nos dados obtidos em campo.
- Da mesma forma, os resultados da modelagem numérica foram bastante consistentes com os resultados dos deslocamentos laterais, portanto, também pôde ser demonstrado que a ocorrência de erros sistemáticos é muito baixa.
- O uso do modelo constitutivo *HS-Small* mostrou-se adequado para estimar a tendência dos movimentos, já que apresenta boa aproximação com os deslocamentos horizontais medidos em campo.
- Para a seção de análise, observou-se que as superfícies de ruptura obtidas por Slide e Plaxis 2D são semelhantes em forma, deste modo pode-se verificar que a avaliação com Slide é adequada para estimar os fatores de segurança de estabilidade de taludes, além de que fornece resultados de maneira mais rápida e o uso é mais simples.
- As superfícies de ruptura calculada com Slide e Plaxis 2D evidenciam mais uma ruptura de tipo externa do que mista. Conforme mostrado, essas superfícies não cruzam a zona de tensão máxima de tração (ou forças axiais) nos grampos, pois praticamente não cruzam a localização dos reforços.
- Os máximos deslocamentos horizontais e verticais foram encontrados na superfície do solo. Embora neste caso os grampos superiores sejam mais compridos, foi observado o mesmo comportamento visto em experiências

anteriores de outros autores em estruturas com grampos do mesmo comprimento.

- Esses deslocamentos medidos poderiam ser maiores porque apenas a etapa final da escavação foi avaliada e não os deslocamentos que ocorreram após as seguintes atividades de construção.
- O uso dos gráficos de aranha foram muito úteis para estimar o grau da variação paramétrica necessária para alcançar a melhor aproximação aos resultados de campo. Verificou-se que mudanças nos parâmetros das estruturas tiveram muito pouca influência nos valores de deslocamento.
- Uma vez que foi possível estimar os parâmetros geotécnicos com base em estudos realizados por diversos pesquisadores em uma primeira etapa e depois da análise paramétrica, pode-se verificar que esses valores podem ser usados como ponto de partida para análises em estruturas de contenção caso não sejam realizados ensaios de campo, neste tipo de solo.

Como sugestões para trabalhos futuros, recomendam-se:

- Realização de análises com dados de campo que apresentem alguns dos tipos de erros sistemáticos para aplicar as formulações de correção apresentadas nesta pesquisa.
- Realizar medições após a conclusão das obras, a fim de estimar a grandeza dos deslocamentos subsequentes, assim os valores de velocidade de deslocamento podem ser estimados para verificar o estado das estruturas ao longo do tempo.
- Realizar ensaios de arrancamento em cada projeto para uma maior certeza do valor desta resistência geotécnica ou confirmar que esses valores estão dentro das faixas propostas com base na experiência de outros autores e assim poder elaborar projetos mais otimizados. Além de aumentar o banco de bons históricos sobre a mobilização ao arrancamento em diferentes tipos de solos e grampos.
- Modelagem numérica 3D para avaliar o comportamento no caso estático e dinâmico, em relação aos deslocamentos laterais, especificamente em esquinas convexas, para essas mesmas condições de solo ou para outros

solos e para diferentes elementos de reforço (grampos, tirantes protendidos, etc.).

- Instalar strain gages para avaliar a distribuição das forças e deformações nos grampos. Desta forma, será possível observar quais são os grampos mais exigidos e comparar esses resultados com os resultados da modelagem numérica. Além disso, será possível verificar se alguns deles foram exigidos um valor maior do que sua capacidade estrutural e geotécnica. Também essa avaliação vai permitir diferenciar a zona ativa da zona passiva do bloco reforçado.
- Aplicar as formulações analíticas para estimar as cargas axiais em todo o comprimento dos grampos que foram mostrados nesta pesquisa e deste modo comparar com as cargas calculadas pela modelagem numérica e os dados obtidos pelos strain gages.
- Utilizar algumas análises ou equações analíticas para poder estimar os momentos nas paredes grampeadas a partir dos valores estimados nos inclinômetros e poder compará-los com os momentos calculados pela modelagem numérica.
- Realizar análises dinâmicas com modelagem numérica com o objetivo de estimar o grau de deslocamentos e os fatores de segurança que podem ser alcançados devido aos movimentos sísmicos.
- Avaliar o comportamento dos deslocamentos laterais caso tenha sido construída uma parede de concreto projetado em vez de paredes de concreto de grande espessura.

Referências bibliográficas

ABMS/ABEF. **Fundações Teoria e Prática**, 2a edição, editora PINI, 1999, São Paulo, 750p.

ALVES, F. D. **Aplicação do Método dos Elementos Finitos na Análise e Projetos de Estruturas Coaxiais**. Dissertação de M.Sc., Engenharia elétrica /PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

ASHFORD, S.; Sitar, N. **Seismic Response of Steep Natural Slopes**. University of California. Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-94/05, 1994.

BENTLER, D. **Finite Element Analysis of Deep Excavations**. PhD Thesis, Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University, USA, 1998.

BABU, G. L. S.; SINGH, V. P. **Plaxis practice - Stabilization of vertical cut using soil nailing**. Plaxis Bulletin, October, No. 22, 6-9, 2007.

BARRIOS, D. **Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos**. Universidad de Chile, 2019.

BRUCE, D. A.; JEWELL, R. A. **Soil Nailing: Application and practice – part 1**, Ground Engineering, 19(8): November, 10-15, 1986.

BUDANIA, R.; ARORA, R. **Soil Nailing for Slope Stabilization: An Overview**, International Journal of Engineering Science and Computing, 6(12):3877-3882, 2016.

BUSTAMANTE, M. **Mesure des elongations dans les pieux et tirants a l'aide d'extensometres amovibles**, Travaux, No. 489, 1975.

BUSTAMANTE, M.; Doix, B. **Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés**. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n. 140, p. 75-92, 1985.

BRIDLE, R. J. **Soil nailing - analysis and design**. Ground Engineering, September, pp. 52-56, 1989.

BRINKGREVE, R. B.; SHEN, R. F. **Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis**. Delf, the Netherlands, 2011.

BYRNE, R.J.; COTTON, D.; PORTERFIELD, J.; WOLSCHLAG, C.; UEBLACKER, G. **Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls**. Report No. FHWA-SA-96-69R, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1998.

CARDER, D. R. **Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques**. Transport Res. Lab. Rep. 172, Berkshire, U.K, 1995.

CARRILLO, A.; CARRILLO, E.; DONAYRE, O. **Investigaciones recientes en el Suelo Granular Grueso de Lima**. Geotécnica de los Suelos Peruanos, 7(2), 1-8, 1999.

CLOUGH, R.; WOODWARD, R. **Analysis of Embankment Stresses and Deformations**. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 93(4), 529-549, 1967.

CLOUTERRE. Recommendations Clouterre. **Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems**

using soil nailing, French National Project Clouterre, English Language Translation, 302p, 1991.

CORNFORTH, D. H. **Landslides in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/Preventative Options in Soils**. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 596 p, 2005.

DAWSON, E. M.; ROTH, W. H.; DRESCHER, A. **Slope stability analysis by strength reduction**. Geotechnique, 49(6), 835-840, 1999.

DE LA ROSA, A. F. **Ensayos de Corte Directo In Situ para los Estudios de Factibilidad del Transporte Rápido Masivo de la Gran Lima**. Tesis de Grado FIC – UNI, 1974.

DESAI, C. S. **Constitutive Modeling for Geologic Materials: Significance and Directions**. Intern. J. of Geomech.: 81-84, June, 2005.

DESAI, C. S.; ABEL, J. F. **Introduction to the finite element method a numerical method for engineering analysis**. Reprint Indian Edition 2005. CBS Publishers and Distributors Pvt. Ltd., ISBN: 81-239-08/95-4, 477 p, 1972.

DOS SANTOS, C. B. **Análise numérica do comportamento de escavações em solo grampeado: estudo de caso e influência dos condicionantes de projeto e de execução**. Dissertação de Mestrado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 207 p., 2019.

DRNEVICH, V.P.; HARDIN, B.O. **Closure to vibration modulus of normally consolidate clays**. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 95 (SM6), pp. 1531-1537, 1972.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. 256-257, New York: John Wiley, 1988.

DURHAM GEO SLOPE INDICATOR. **DigiPro 2 User Manual 50310199**. Mukilteo, Washington, USA, 2018.

FAN, C. C.; LUO, J. H. **Numerical study on the optimum layout of soil nailed slopes**. Comput. Geotech., 35(4), 585–599, 2008.

FERNIE, R.; SUCKLING, T. **Simplified approach for estimating lateral movement of embedded walls in U.K. ground**. Proc., Int. Symp. Geo Aspects of Underground Constr. in Soft Ground, City University, London, 131–136, 1996.

FERREIRA, L.R. **Análise numérica 3D de solo grampeado em solo sedimentar com inclusões verticais**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 152 p., 2019.

FHWA. **Geotechnical engineering circular No. 7 - soil nail walls**. Report FHWA0- IF-03-017, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D. C, 2003.

FUJITA, K.; UEDA, K.; KUSABAKA, M. **A Method of Predict the Load Displacement Relationship of Ground Anchor**. Recue Francaise de Géotechnique, N°3, pp.58-62, 1978.

GÄSSLER, G.; GUDEHUS, G. **Soil nailing: Some mechanical aspects of in situ reinforced earth**, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 3, pp. 665-670, 1981.

GÄSSLER, G.; GUDEHUS, G. **Soil nailing. Statistical Design**. Proc. 8th ECSMFE, Helsinki (2) pp.401-494, 1983.

GÄSSLER, G. **Soil nailing – theoretical basis and practical design**, Proc. Int. Geot. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Kyushu, Japan, A. A. Balkema, pp. 283-288, 1988.

GÄSSLER, G. **In-situ techniques of reinforced soil. State-of-the-art report**, Proc. International Reinforced Soil Conference, Glasgow, 1990.

GEORIO. **Manual Técnico de Encostas**. Editores Ortigão, J.A.R. e Sayão, A.S.F.J., vol.IV (Ancoragens e Grampos), 184p., 1999.

GEORIO. **Manual Técnico de Encostas**. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro - GeoRio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

GIACON, L. **Flexible facing for soil nailing retaining systems**. Tesis di Laurea, Università di Bologna-Bologna-Italia, 2011.

GOLDBERG, D.; JAWORSKI, W.; GORDON, M. **Lateral Support Systems and Underpinning**, Report FHWA-RD-75-128 Federal Highway Administration, (1), 1976.

GÓMEZ, Y. **Evaluación de sistemas de contención mediante el uso de anclajes y pilotes para la estabilización del talud expuesto a socavación, tramo 10+430 a 10+550 de la vía panamericana Norte-Lima**. Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima, Perú, 2019.

GOUW, T. L. **Common mistakes on the application of plaxis 2D in analyzing excavation problems**. Int. J. Appl. Eng. Res., vol. 9, no. 21, pp. 8291–8311, 2014.

GREEN, G.E.; MIKKELSEN, P. E. **Deformation Measurements with Inclinometers**. In Transportation Research Record 1169: 1-15. Washington D.C.: Transportation Research Board, National Research Council, 1988.

HILL, R. **The Mathematical Theory of Plasticity**. Oxford University Press, London, U.K., 1950.

HOLMAN, T.; TUOZZOLO, T. **Load Development in Soil Nails from a Strain-Gauge Instrumented Wall**. Contemporary Topics in Ground Modification,

Problem Soils, and Geo-Support, 2009 International Foundation Congress and Equipment Expo, Orlando, FL, 25-32, 2009.

HYNES-GRIFFIN, M. E.; FRANKLIN, A. G. **Rationalizing the seismic coefficient method.** U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. Miscellaneous Paper GL-84-13, 21 pp., 1984.

JONES, D. A.; TURNER, M. J. **Load tests on post – grouted micropiles in London Clay,** Ground Engineering 13(6), 1980.

JONES, D. A.; SPENCER, I. M. **Clay anchors: A Caribbean case history,** Ground Engineering, 17, No. 1, pp. 36-42, 1984.

JURAN, I.; BAUDRAND, G.; FARRAG, K.; ELIAS, V. **Kinematical limit analysis approach for the design of nailed soil retaining structures,** Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Kyushu, Japan, 1988.

JURAN, I.; BAUDRAND, G.; FARRAG, E.; ELIAS, V. **Kinematical limit analysis for soil nailed structures.** Journal of Geotechnical Engineering. Div, ASCE, Vol. 116, Janvier 90, pp. 54-72, 1990.

JURAN, I.; ELIAS, V. **Ground anchors and soil nails in retaining structures.,** Ch. 26 in Foundation Engineering Handbook, 2nd Ed, van Nostrand Reinhold, pp. 868-905, 1991.

KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering.** Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458, pp. 434-437, 1996.

KEZDI, A. **Handbook of Soil Mechanics, Volume 1, Soil physics.** Elsevier Scientific. 293 p., 1974.

KORECK, H.W. **Small diameter bored injection piles**, *Ground Engineering*, 11(4): 14-20, 1978.

KUROIWA, J. **Características Dinámicas del Conglomerado de Lima**. Boletín de la Sociedad Geológica del Perú. Tomo 43, pp.43-51, Lima, 1973.

LAZARTE, C.A.; ELIAS, V.; ESPINOZA, R.D.; SABATINI, P.J. **Geotechnical Engineering Circular No. 7—Soil Nail Walls**. Report FHWA0-IF-03-017, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, U.S.A., 2003.

LAZARTE, C. A.; ROBINSON, H.; GOMEZ, J. E.; BAXTER, A.; CADDEN, A.; BERG, R. **Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls - Reference Manual**, Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA, FHWA-NHI-14-007, 2015.

LIEW, S. S.; KHOO, C. M. **Soil nail stabilisation for a 14.5m Deep excavation at uncontrolled fill ground**. Proc. 10th Int. Conf. On Piling and Deep Foundations, 31st May – 2nd June, Amsterdam, The Netherlands, 2006.

LIMA, A. M. L. **Análise Numérica do Comportamento de Solos Grampeados**, Dissertação* de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1996.

LIMA, A. P. **Deformabilidade e Estabilidade de Taludes em Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

LONG, M. **Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation**. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(3), 203-224, 2001.

MADRID, R. **Características geotécnicas del suelo gravoso de Lima para excavaciones.** Lima: I Congreso de Geotecnia FIC - UNFV: Nuevos retos y tecnologías, 2019.

MARTÍNEZ, A. **Conglomerado de Lima Metropolitana em Cimentaciones.** Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica. UNI – Lima-Perú, 2007.

MIKKELSEN, P.E. **Field Instrumentation. Chapter 11: Landslides: Investigation and Mitigation.** Special Report 247 Transportation Research Board, National Academy of Science, pp. 278-316, 1996.

MIKKELSEN, P.E. **Advances in Inclinometer Data Analysis.** Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, Norway, 10 pp., 2003.

MIKKELSEN, P. E.; DIBIAGIO, E. **Depth position errors in inclinometer surveys and false displacement results.** Proceedings of the Ninth Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 117-123., 2015.

MITRE SOFTWARE CORPORATION. **Gtilt Plus Inclinometer Data Presentation User's Manual Version 3.31.** Edmonton, AB, Canada, 2010.

NORMA TÉCNICA E.050 **Suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones,** Lima, Perú, 2018.

OBRZUD, F.; TRUTY, A. **The hardening soil model - a practical guidebook,** 2018.

ORTIGÃO, J. A. R.; D'ÁVILA, C. J. R.; SILVA, S. P.; MAIA, H. S. **Solo grampeado no Morro da Formiga, RJ.** In: Cobrae Congresso Brasileiro de Encostas, ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, v.1, Rio de Janeiro, p. 47-56, 1992.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. **Experiência com solo grampeado no Brasil**, Revista Solos e Rochas, ABMS, V.16, pp 291-304, São Paulo, 1993.

ORTIGÃO, J. A. R. **Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado**, Nota técnica, Solos; Rochas, ABMS, v. 20:1, pp.39-43, 1997.

OSTERMAYER, H. **Construction carrying behavior and creep characteristics of ground anchors. Diaphragm Walls and Anchorages**. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Londres, Septiembre 18-20, pp. 141-151, 1974.

OSTERMAYER, H.; SCHEELE, F. **Research and Ground Anchors in Non-Cohesive Soils**. Revue Francaise de Géotechnique N° 3, pp. 92-97, 1977.

OU, C. Y.; HSIEN, P. G.; CHIOU, D. C. **Characteristics of ground surface settlement during excavation**. Can. Geotech. J., Ottawa, 30, 758–767, 1993.

PILOTES TERRATEST PERÚ. **Ensayo de Arrancamiento Micropilote Titan 40/16 del Proyecto Tren Eléctrico Cruce Aviación-Javier Prado**. Lima, 2010, 18p. Relatório Técnico.

PILOTES TERRATEST PERÚ. **Diseño del Proyecto Complejo de Ciencias Sociales**. Lima, 2016, 36p. Relatório Técnico.

PLAXIS 2D. **Reference Manual, Version 8.0**, Plaxis BV, Delft, The Netherlands, 2002.

PLAXIS 2D. **Material Models Manual**. Bentley Systems, Inc. PLAXIS, 2019.

PLUMELLE, C.; SCHLOSSER F.; DELAGE, P.; KNOCHENMUS, G. **French national research project on soil nailing: Clouterre**, American Society of Civil Engineers Special Technical Publication No. 25, 660-675, 1990.

POST-TENSIONING INSTITUTE. **Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors**. Fourth Edition, U.S.A, 2004.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering: theory**. Publicado por Thomas Telford, Londres, ISBN: 0 7277 2753 2, 440 p., 1999.

PRAT, M.; BISCH, E.; Millard, A.; MESTAT, P.; CABOT, G. **La modelisation des ouvrages**. Hermes, Paris, 1995.

PUELLES, J. **Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo**. (Tesis de maestría). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2011.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. **Norma técnica E0.50, Suelos y Cimentaciones**. Lima, Perú, 2018.

ROLLINS, K. M.; EVANS, M.; DIEHL, N.; III, W. **Shear modulus and damping relationships for gravels**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 124(5), pp. 396-405, 1998.

ROMERO, M. **Propuesta Metodológica para la Evaluación de Estabilización de Taludes y Terraplenes en Proyectos de Carreteras**. Tesis de maestría. Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2011.

RST INSTRUMENTS. **RST MEMS Digital Inclinometer System Instruction Manual**. Maple Ridge, B.C. Canada, 2017.

RAWAT, S.; GUPTA, A. K. **An Experimental and Analytical Study of Slope Stability by Soil Nailing**. Electronic Journal of Geotechnical Engineering (21.17), pp 5577-5597, 2016.

SÁNCHEZ, S.; RODRÍGUEZ, J.; LÓPEZ, J.; LAINA, C.; JIMÉNEZ, A. **Caracterización de suelos granulares gruesos. El caso de la Grava de Lima.** X Simposio Nacional De Ingeniería Geotécnica y 5ª Jornadas Luso-Españolas De Geotecnia. At: La Coruña. Volume: I, 2016.

SANTOS, J.A.; CORREIA, A.G. **Reference threshold shear strain of soil, its application to obtain a unique strain dependent shear modulus curve for soil.** In Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul, Turkey. Vol. 1, pp 267-270, 2001.

SCHANZ, T. **Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien.** Habilitation, Stuttgart Universität, 1998.

SCHANZ, T.; VERMEER, P.A.; BONNIER, P.G. **The hardening-soil model: Formulation and verification.** In R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam. 281–290, 1999.

SCHLOSSER, F. **Analogies et differences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol.** Annales de L.Institut Technique de Batiment et des Travaux Publiques, _ 418, 473 pp., Sols et Fondations 184, 8-23, 1983.

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

SHEN, C. K.; BANG, S.; HERMANN, L. R.; ROMSTAD, K. L. **A Reinforced Lateral Earths Support System,** ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh, 1978.

SHUAN, L. **Investigación de la matriz en las gravas del Perú modelo grava de Ventanilla.** Tesis de maestría. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2011.

SPRINGER, F. O. **Estudos de deformabilidade de escavações com solo grampeado**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 95p., 2001.

STOCKER, M. F.; KORBER, G. W.; GASSLER, G.; GUDEHUS, G. **Soil Nailing: Cloutage du Sol.**, Proc, Int. Conf. on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Ecole des Ponts et Chaussées, Paris, France, Vol. 2, pp. 469-474, 1979.

VON SOOS, P. **Grundbateschenbuch. Part 4**. Ernst & Sohn, Berlin, 1991.

WONG, I. H.; POH, T. Y.; CHUAH, H. L. **Performance of excavations for depressed expressway in Singapore**. J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, 123(7), 617–625, 1997.

ZIRLIS, A. C.; VAL, E. C. do; NEME, P. A. **Solo grampeado: projeto, execução e instrumentação**. ABMS, núcleo regional São Paulo, 69p., 1999.