



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

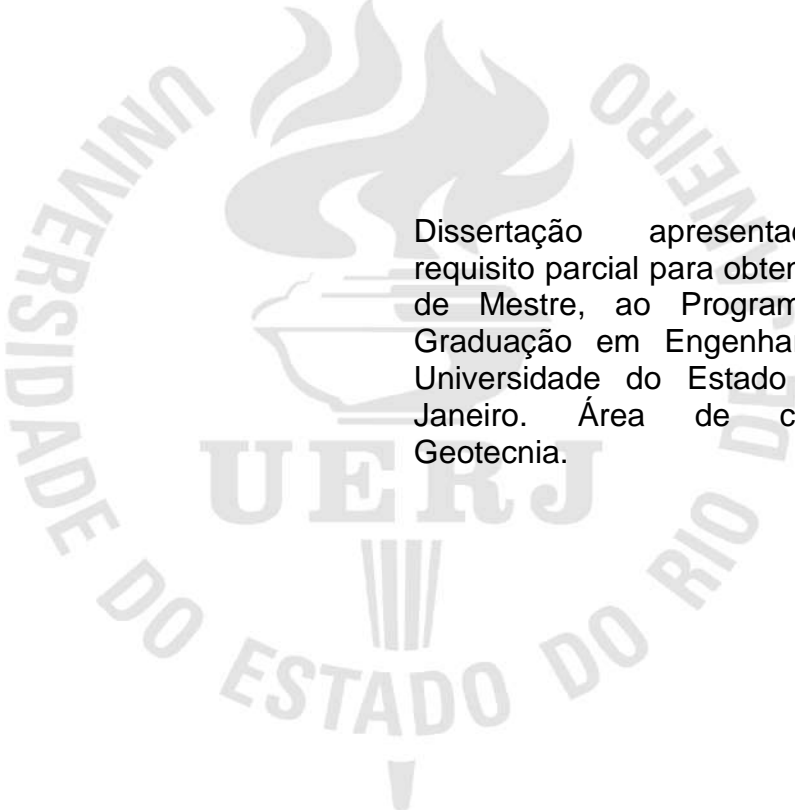
Leonel Dias de Araujo Mello

**Análise do comportamento de uma escavação provisória em solo
grampeado**

Rio de Janeiro
2020

Leonel Dias de Araujo Mello

Análise do comportamento de uma escavação provisória em solo grampeado



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

Orientador: Profa. Dr. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Coorientador: Msc. Tiago Proto da Silva

Rio de Janeiro

2020

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

M527 Mello, Leonel Dias de Araujo.
Análise do comportamento de uma escavação provisória em solo grampeado / Leonel Dias de Araujo Mello. – 2020.
200f.

Orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.
Coorientador: Tiago Proto da Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Escavação - Teses. 3. Mecânica do solo - Teses. 4. Deslizamentos (Geologia) - Teses. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Silva, Tiago Proto da. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131.32

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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

Assinatura

Data

Leonel Dias de Araújo Mello

Análise do comportamento de uma escavação provisória em solo grampeado


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

Aprovada em: 09 de março de 2020.

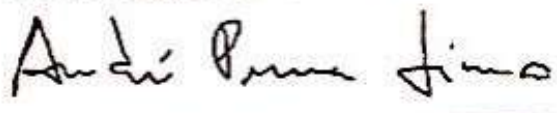
Banca Examinadora:



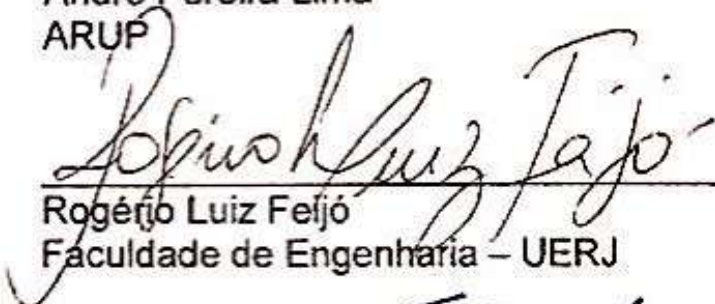
Ana Cristina Castro Fontenla Sieira / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ




Tiago Proto da Silva / Orientador
FGeo Engenharia



André Pereira Lima
ARUP



Rogério Luiz Feljó
Faculdade de Engenharia – UERJ



Anna Laura Lopes da Silva Nunes
COPPE-UF RJ

DEDICATÓRIA

A minha família, amigos e todos que direta ou indiretamente contribuíram para essa conquista.

AGRADECIMENTOS

A minha orientadora, Prof. Dr^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, pela excelente orientação, pelos ensinamentos, pela paciência, amizade e generosidade demonstrada desde de o primeiro contato. Além de exemplo pessoal e profissional que representa.

Ao meu coorientador, Msc. Tiago Proto da Silva, pelo apoio pessoal aos estudos e ensinamentos durante toda essa etapa de minha vida, pela amizade, contribuições técnicas e boa vontade sempre de querer ajudar e contribuir não só para o trabalho mas para a minha formação profissional.

Ao Prof. Dr. André Pereira Lima pela disponibilidade e pelo auxílio prestado ao projeto de pesquisa, através da participação direta no processo de acompanhamento e orientação relacionada à obra, contribuindo com experiência na área geotécnica. E pelo incentivo e estímulo à especialização na área geotécnica durante minha graduação.

À Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) por permitir essa realização, pela formação técnica, por disponibilizar o inclinômetro utilizado e pelo acolhimento da instituição.

À FGEO ENGENHARIA LTDA que possibilitou todo acompanhamento e obtenção de dados para a realização deste trabalho, e por me dar a oportunidade de dissertar e explorar a obra referente à pesquisa, além de contribuir imensamente na minha vida profissional. Acredita-se que a parceria entre a indústria e a instituições de pesquisa é uma excelente forma de desenvolvimento e apoio mútuo.

À Prof^a. Dr.^a Bernadete Danziger e Denise Gerscovich por todo carinho, apoio, disponibilidade e principalmente inspiração profissional. E demais professores da UERJ, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época do mestrado.

Aos meus amigos Carlos Victor de Arruda Barros, Matheus Faria Peçanha Sardinha, pelo companheirismo, amizade, conforto e inegável apoio quando necessário durante esta árdua caminhada.

À minha esposa Juliana Soares Corrêa da Silva e família em primeiro lugar, pelo amor, carinho, paciência, suporte emocional, por nunca me deixar desistir e exigir sempre o meu melhor. Cada conquista minha também é de vocês.

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

Não são os acontecimentos que nos definem e sim a forma como reagimos a eles.

Cary Quares

RESUMO

MELLO, Leonel D. A. *Análise do comportamento de uma escavação provisória em solo grampeado*. 2020. 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

O presente trabalho tem como objetivo a avaliação do comportamento de uma obra de escavação em solo residual e rocha basáltica, com cerca de 30 m de profundidade, localizada no município de Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul. Dentre as técnicas utilizadas, destacam-se a execução de solo grampeado de caráter provisório e o reforço de muro de arrimo com tirantes provisórios e perfis metálicos. O monitoramento geotécnico, a fim de se detectar possíveis movimentações, se deu a partir da leitura de inclinômetros, marcos superficiais e tell tales instalados nos taludes a serem contidos. Durante a obra foram realizados ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento de grampos a fim de obter e aferir os parâmetros geotécnicos adotados. O método executivo utilizado e o monitoramento geotécnico permitiram um ritmo contínuo das obras e o acompanhamento do desempenho durante todas as fases de implantação. Os resultados da instrumentação serão comparados com a previsão das deformações utilizando o “software” Plaxis, que utiliza o método dos elementos finitos para simulação do comportamento do maciço e avaliação das deformações ao longo do tempo. A instrumentação do trabalho apresentou grande razoabilidade de resultados e eficiência dos instrumentos, além disso, o software foi capaz de alcançar resultados muito significativos e próximos da realidade em uma simulação de longo prazo, apresentando um bom comportamento em relação à magnitude das deformações e sua distribuição em relação ao tempo.

Palavras-chave: Solo Grampeado; Instrumentação; Modelagem numérica; Deslocamentos horizontais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Métodos de execução de túneis, comparação entre o NATM e o método convencional da época (adaptado de <i>FRENCH NATIONAL RESEARCH PROJECT CLOUTERRE</i> , 1991).	25
Figura 2: Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos, Linha Amarela – RJ (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	26
Figura 3: Aplicações de sistemas de reforço de solo (BYRNE et al., 1998).	27
Figura 4: Aplicações de sistemas de reforço de solo em taludes naturais (a) e escavações (b) (Lima , 2007; adaptado de BYRNE et al.,1998; e ORTIGÃO E; SAYÃO, 2000).	29
Figura 5: Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).	30
Figura 6: Escavação da camada de solo (CLOUTERRE, 1991).	31
Figura 7: Fase de escavação (LIMA, 2007).	32
Figura 8: Perfuração do solo (CLOUTERRE, 1991).	33
Figura 9: Execução do furo para a inclusão de grampo (LIMA, 2007).	33
Figura 10: Introdução dos elementos resistentes (CLOUTERRE, 1991).	34
Figura 11: Detalhes dos grampos injetados (Manual de Serviços Geotécnicos- SOLOTRAT, 2009).	36
Figura 12: Tipos de cabeça de grampos (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	37
Figura 13: Grampos aparafusados (CHANCE, 2005).	40
Figura 14: Processo Titan (Dywidag) de instalação do reforço (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1992).	41
Figura 15: Proteção da superfície (CLOUTERRE, 1991).	42
Figura 16: Resistência à compressão simples do concreto projetado (BYRNE et al., 1998).	43
Figura 17: Revestimento da parede de solo grampeado (INGOLD, 2000 E; SARAMAGO et al., 2005).	44
Figura 18: Placas pré-moldadas em talude de solo residual (SIGOURNEY, 1996). ..	44
Figura 19: Suporte circular usando a técnica de solo grampeado (MITCHELL E; VILLET, 1987).	45
Figura 20: Detalhe do dreno profundo (ZIRLIS et al, 1999).	46

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Métodos de execução de túneis, comparação entre o NATM e o método convencional da época (adaptado de <i>FRENCH NATIONAL RESEARCH PROJECT CLOUTERRE</i> , 1991).	25
Figura 2: Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos, Linha Amarela – RJ (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	26
Figura 3: Aplicações de sistemas de reforço de solo (BYRNE et al., 1998).	27
Figura 4: Aplicações de sistemas de reforço de solo em taludes naturais (a) e escavações (b) (Lima , 2007; adaptado de BYRNE et al.,1998; e ORTIGÃO E; SAYÃO, 2000).	29
Figura 5: Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).	30
Figura 6: Escavação da camada de solo (CLOUTERRE, 1991).	31
Figura 7: Fase de escavação (LIMA, 2007).	32
Figura 8: Perfuração do solo (CLOUTERRE, 1991).	33
Figura 9: Execução do furo para a inclusão de grampo (LIMA, 2007).	33
Figura 10: Introdução dos elementos resistentes (CLOUTERRE, 1991).	34
Figura 11: Detalhes dos grampos injetados (Manual de Serviços Geotécnicos- SOLOTRAT, 2009).	36
Figura 12: Tipos de cabeça de grampos (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	37
Figura 13: Grampos aparafusados (CHANCE, 2005).	40
Figura 14: Processo Titan (Dywidag) de instalação do reforço (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1992).	41
Figura 15: Proteção da superfície (CLOUTERRE, 1991).	42
Figura 16: Resistência à compressão simples do concreto projetado (BYRNE et al., 1998).	43
Figura 17: Revestimento da parede de solo grampeado (INGOLD, 2000 E; SARAMAGO et al., 2005).	44
Figura 18: Placas pré-moldadas em talude de solo residual (SIGOURNEY, 1996). ..	44
Figura 19: Suporte circular usando a técnica de solo grampeado (MITCHELL E; VILLET, 1987).	45
Figura 20: Detalhe do dreno profundo (ZIRLIS et al, 1999).	46

ABSTRACT

MELLO, Leonel D. A. *Behavior analysis of a provisional soil-nailed excavation*. 2020. 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

This current work reports the geotechnical monitoring system of an approximately 30 m deep excavation work in a residual soil and basaltic rock located in Bento Gonçalves-RS. The execution of a provisional soil nailing wall and reinforcement of retaining wall with provisional tiebacks and metal profiles stand out among others techniques used. In order to follow possible movements, the geotechnical monitoring was based on the reading of inclinometers, surface landmarks and tell tales installed on the slopes. During the works, direct shear and pull out tests were carried out to measure geotechnical parameters. The executive method used and the geotechnical monitoring provided a continuous flow of work and monitoring. The instrumentation data will be used for comparison with the prediction of deformation using the Plaxis software which will simulate the mass behavior and evaluate the deformation through the finite element method followed by instrumented and modeled horizontal displacement data comparison over the time. The instrumentation provided reliable results and an efficiency of the instruments, moreover the software was able to achieve very significant results and close to reality in a long-term simulation, that has been presenting a good behavior in relation to the magnitude of the deformations and their distribution over the time.

Keywords: Soil nailing; Instrumentation; Numerical modeling; Horizontal displacements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Métodos de execução de túneis, comparação entre o NATM e o método convencional da época (adaptado de <i>FRENCH NATIONAL RESEARCH PROJECT CLOUTERRE</i> , 1991).	25
Figura 2: Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos, Linha Amarela – RJ (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	26
Figura 3: Aplicações de sistemas de reforço de solo (BYRNE et al., 1998).	27
Figura 4: Aplicações de sistemas de reforço de solo em taludes naturais (a) e escavações (b) (Lima , 2007; adaptado de BYRNE et al.,1998; e ORTIGÃO E; SAYÃO, 2000).	29
Figura 5: Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).	30
Figura 6: Escavação da camada de solo (CLOUTERRE, 1991).	31
Figura 7: Fase de escavação (LIMA, 2007).	32
Figura 8: Perfuração do solo (CLOUTERRE, 1991).	33
Figura 9: Execução do furo para a inclusão de grampo (LIMA, 2007).	33
Figura 10: Introdução dos elementos resistentes (CLOUTERRE, 1991).	34
Figura 11: Detalhes dos grampos injetados (Manual de Serviços Geotécnicos- SOLOTRAT, 2009).	36
Figura 12: Tipos de cabeça de grampos (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	37
Figura 13: Grampos aparafusados (CHANCE, 2005).	40
Figura 14: Processo Titan (Dywidag) de instalação do reforço (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1992).	41
Figura 15: Proteção da superfície (CLOUTERRE, 1991).	42
Figura 16: Resistência à compressão simples do concreto projetado (BYRNE et al., 1998).	43
Figura 17: Revestimento da parede de solo grampeado (INGOLD, 2000 E; SARAMAGO et al., 2005).	44
Figura 18: Placas pré-moldadas em talude de solo residual (SIGOURNEY, 1996). ..	44
Figura 19: Suporte circular usando a técnica de solo grampeado (MITCHELL E; VILLET, 1987).	45
Figura 20: Detalhe do dreno profundo (ZIRLIS et al, 1999).	46

Figura 21: Drenagem superficial com dreno do paramento (ZIRLIS et al., 1999).	47
Figura 22: Ensaio de arrancamento (adaptado de Ortigão e Sayão, 2000).	49
Figura 23: Ensaio de arrancamento (Lima, 2007 adaptado de Porterfield, 1994).	51
Figura 24: Correlação entre q_s e N_{SPT} de 334 ensaios de arrancamento (D'HYPPOLITO, 2017).	57
Figura 25: Correlação entre valores de q_s e N_{SPT} medido e estimado de 426 ensaios de arrancamento (D'HYPPOLITO, 2017).	57
Figura 26: Correlação entre valores de q_s e N_{SPT} medido e estimado de 426 ensaios de arrancamento com limites superior e inferior (D'HYPPOLITO, 2017).	58
Figura 27: Esquema das deformações em taludes grampeados (modificado de Byrne)	59
Figura 28: Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).....	60
Figura 29: Variação dos deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).	60
Figura 30: Cálculo dos deslocamentos horizontais (SIEIRA, 1998).	64
Figura 31: Etapas de instalação do tubo de acesso (Ortigão e Sayão, 2000).....	65
Figura 32: Equipamento de inclinômetro tipo "Digitilt" (SINCO, 2004).	66
Figura 33: Orientações de posicionamento do instrumento (Manual do " <i>Digitilt inclinometer probe – Slope Indicator</i> ", 2011).....	66
Figura 34: Escavação experimental em solo grampeado (Plumelle et al., 1990).....	68
Figura 35: Geometria do talude (Drumm et al., 1996).	68
Figura 36: Seção típica instrumentada (Drumm et al., 1996).	69
Figura 37: Detalhes da obra experimental em solo grampeado (Feijó e Ehrlich, 2005 e 2006).	71
Figura 38: Concepção de Projeto (Lima, 2007).....	71
Figura 39: Posição dos grampos instrumentados (Cii e Gii), caixas de " <i>tell tales</i> " (Cx. TTi) e inclinômetros (Ii). (Lima, 2007).....	72
Figura 40: Deslocamentos horizontais x leituras do inclinômetro (SANTOS, 2016)..	73
Figura 41: Localização (Google Maps, 2019).....	74
Figura 42: Planta de Situação.	75
Figura 43: Foto aérea da obra.....	75
Figura 44: Foto da obra sendo executada.....	76
Figura 45: Foto da obra sendo executada.....	76

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Métodos de execução de túneis, comparação entre o NATM e o método convencional da época (adaptado de <i>FRENCH NATIONAL RESEARCH PROJECT CLOUTERRE</i> , 1991).	25
Figura 2: Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos, Linha Amarela – RJ (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	26
Figura 3: Aplicações de sistemas de reforço de solo (BYRNE et al., 1998).	27
Figura 4: Aplicações de sistemas de reforço de solo em taludes naturais (a) e escavações (b) (Lima , 2007; adaptado de BYRNE et al.,1998; e ORTIGÃO E; SAYÃO, 2000).	29
Figura 5: Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).	30
Figura 6: Escavação da camada de solo (CLOUTERRE, 1991).	31
Figura 7: Fase de escavação (LIMA, 2007).	32
Figura 8: Perfuração do solo (CLOUTERRE, 1991).	33
Figura 9: Execução do furo para a inclusão de grampo (LIMA, 2007).	33
Figura 10: Introdução dos elementos resistentes (CLOUTERRE, 1991).	34
Figura 11: Detalhes dos grampos injetados (Manual de Serviços Geotécnicos- SOLOTRAT, 2009).	36
Figura 12: Tipos de cabeça de grampos (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).	37
Figura 13: Grampos aparafusados (CHANCE, 2005).	40
Figura 14: Processo Titan (Dywidag) de instalação do reforço (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1992).	41
Figura 15: Proteção da superfície (CLOUTERRE, 1991).	42
Figura 16: Resistência à compressão simples do concreto projetado (BYRNE et al., 1998).	43
Figura 17: Revestimento da parede de solo grampeado (INGOLD, 2000 E; SARAMAGO et al., 2005).	44
Figura 18: Placas pré-moldadas em talude de solo residual (SIGOURNEY, 1996). ..	44
Figura 19: Suporte circular usando a técnica de solo grampeado (MITCHELL E; VILLET, 1987).	45
Figura 20: Detalhe do dreno profundo (ZIRLIS et al, 1999).	46

Figura 21: Drenagem superficial com dreno do paramento (ZIRLIS et al., 1999).	47
Figura 22: Ensaio de arrancamento (adaptado de Ortigão e Sayão, 2000).	49
Figura 23: Ensaio de arrancamento (Lima, 2007 adaptado de Porterfield, 1994).	51
Figura 24: Correlação entre q_s e N_{SPT} de 334 ensaios de arrancamento (D'HYPPOLITO, 2017).	57
Figura 25: Correlação entre valores de q_s e N_{SPT} medido e estimado de 426 ensaios de arrancamento (D'HYPPOLITO, 2017).	57
Figura 26: Correlação entre valores de q_s e N_{SPT} medido e estimado de 426 ensaios de arrancamento com limites superior e inferior (D'HYPPOLITO, 2017).	58
Figura 27: Esquema das deformações em taludes grampeados (modificado de Byrne)	59
Figura 28: Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).....	60
Figura 29: Variação dos deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).	60
Figura 30: Cálculo dos deslocamentos horizontais (SIEIRA, 1998).	64
Figura 31: Etapas de instalação do tubo de acesso (Ortigão e Sayão, 2000).....	65
Figura 32: Equipamento de inclinômetro tipo "Digitilt" (SINCO, 2004).	66
Figura 33: Orientações de posicionamento do instrumento (Manual do " <i>Digitilt inclinometer probe – Slope Indicator</i> ", 2011).....	66
Figura 34: Escavação experimental em solo grampeado (Plumelle et al., 1990).....	68
Figura 35: Geometria do talude (Drumm et al., 1996).	68
Figura 36: Seção típica instrumentada (Drumm et al., 1996).	69
Figura 37: Detalhes da obra experimental em solo grampeado (Feijó e Ehrlich, 2005 e 2006).	71
Figura 38: Concepção de Projeto (Lima, 2007).....	71
Figura 39: Posição dos grampos instrumentados (Cii e Gii), caixas de " <i>tell tales</i> " (Cx. TTi) e inclinômetros (Ii). (Lima, 2007).....	72
Figura 40: Deslocamentos horizontais x leituras do inclinômetro (SANTOS, 2016)..	73
Figura 41: Localização (Google Maps, 2019).....	74
Figura 42: Planta de Situação.	75
Figura 43: Foto aérea da obra.....	75
Figura 44: Foto da obra sendo executada.....	76
Figura 45: Foto da obra sendo executada.....	76

Figura 46: Mapa Geológico do Rio Grande do Sul (CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2006).	77
Figura 47: Projeto Executivo de Situação.	79
Figura 48: Seção Transversal da face leste.	80
Figura 49: Detalhe da contenção na face leste.	80
Figura 50: Projeto “As Built”– Vista Frontal.	81
Figura 51: Projeto “As Built ” - Seções transversais.	82
Figura 52: Montagem dos grampos e colocação dos centralizadores.....	84
Figura 53: Vigas atirantadas.....	84
Figura 54: Vigas atirantadas no muro preexistente.	85
Figura 55: Mapa de escavação em solo – Face Oeste.	86
Figura 56: Mapa de escavação em solo – Face Norte.	87
Figura 57: Mapa de escavação em solo – Face Sul.....	88
Figura 58: Mapa de escavação em solo – Face Leste.	89
Figura 59: Foto aérea com descrição do posicionamento das faces.....	90
Figura 60: Estratigrafia da face leste.....	92
Figura 61: Execução do ensaio de Arrancamento.....	94
Figura 62: Ensaio de arrancamento a 6 m de profundidade na face oeste.	94
Figura 63: Ensaio de arrancamento a 6 m de profundidade na face oeste.	95
Figura 64: Ensaio de arrancamento a 8 m de profundidade na face leste.	95
Figura 65: Ensaio de arrancamento a 8 m de profundidade na face leste.	96
Figura 66: Locação das coletas de amostras indeformadas.	97
Figura 67: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 01 - casa amarela.	98
Figura 68: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 02 - casa amarela.	98
Figura 69: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 03 – terreno vazio.	99
Figura 70: Locação dos furos de inclinometria.	101
Figura 71: Inclinômetro instalado.	102
Figura 72: Convenção de sentido das medições.....	103
Figura 73: “Tell tales” em barra de aço.	105
Figura 74: Foto da obra – 13/05/19.....	106
Figura 75: Instalação do TT-02.	106
Figura 76: Deslocamento Horizontal do INCL02.	108
Figura 77: Deslocamento Horizontal do INCL03.	109

Figura 78: Velocidade de deslocamento dos inclinômetros a 2,50 m do topo da escavação x tempo.	110
Figura 79: Deslocamento Horizontal do INCL01.	111
Figura 80: Deslocamento Horizontal do INCL04.	112
Figura 81: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-01.	113
Figura 82: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-02.	114
Figura 83: Trecho do tubo do INCL-02 danificado.....	115
Figura 84: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-03.	116
Figura 85: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-04.	116
Figura 86: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 01 – Seção 01 – FACE NORTE.....	117
Figura 87: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 02 – Seção 01 – FACE NORTE.....	118
Figura 88: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 04 – Seção 02 – FACE NORTE.....	118
Figura 89: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 05 – Seção 02 – FACE NORTE.....	118
Figura 90: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 07 – Seção 03 – FACE LESTE.....	119
Figura 91: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 08 – Seção 03 – FACE LESTE.....	120
Figura 92: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 09 – Seção 03 – FACE LESTE.....	120
Figura 93: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 12 – Seção 05 – FACE LESTE.....	121
Figura 94: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 14 – Seção 05 – FACE LESTE.....	121
Figura 95: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 15 – Seção 05 – FACE LESTE.....	122

Figura 96: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 16 – Seção 05 – FACE LESTE.....	122
Figura 97: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 17 – Seção 05 – FACE LESTE.....	123
Figura 98: Deslocamentos fornecidos pelo Marcos Superficial 10 – Seção 06 – FACE LESTE.	123
Figura 99: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 19 – Seção 07 – FACE SUL.....	125
Figura 100: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 20 – Seção 07 – FACE SUL.....	125
Figura 101: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 21 – Seção 07 – FACE SUL.....	126
Figura 102: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 24 – Seção 08 – FACE SUL.....	126
Figura 103: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 25 – Seção 08 – FACE SUL.....	126
Figura 104: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 28 – Seção 09 – FACE OESTE.....	127
Figura 105: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 29 – Seção 09 – FACE OESTE.....	127
Figura 106: Gráfico comparativo entre as deslocamentos apontadas pelo “ <i>tell tale</i> ” TT-01 e o inclinômetro Incl-02.....	128
Figura 107: Gráfico comparativo entre as deslocamentos apontadas pelo “ <i>tell tale</i> ” TT-02 e o inclinômetro Incl-02.....	129
Figura 108: Deslocamento horizontal máximo x Altura de escavação.	130
Figura 109: Instrumentação instalada na Seção 05.	131
Figura 110: Convenções de sinais do Plaxis (Brinkgreve, 2002).	134
Figura 111: Geometria da Face leste na interface do “ <i>software</i> ” Plaxis.	135
Figura 112: Malha de elementos finitos gerada pelo “ <i>software</i> ” Plaxis da face leste.	137
Figura 113: Malha deformada.	140
Figura 114: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 01/05/2019.	141
Figura 115: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 18/04/2019.	142
Figura 116: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 16/04/2019.	143

Figura 117: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 08/04/2019.	144
Figura 118: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 29/03/2019.	145
Figura 119: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 18/03/2019.	146
Figura 120: Gráfico Deslocamento Horizontal a 3,4 m em relação ao tempo.	148
Figura 121: Pontos de plastificação.	149
Figura 122: Estágios de deslocamento horizontal.....	150
Figura 123: Potencial superfície de ruptura em solo– Pontos de plastificação.	150
Figura 124: Potencial superfície de ruptura em solo – Deslocamentos horizontais.	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tipo de solicitação em reforço de solo	28
Tabela 2: Aplicações e objetivos de um sistema de reforço.	28
Tabela 3: Altura das etapas de escavação.	31
Tabela 4: Proteção anticorrosiva proposta na NBR 5629/2006.	38
Tabela 5: Especificações de projeto com grampos injetados.	38
Tabela 6: Estimativa da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, q_s	53
Tabela 7: Ensaio de arrancamento em solos brasileiros	54
Tabela 8: Valores típicos de κ e deslocamentos verticais e horizontais máximos baseados em resultados empíricos.	61
Tabela 9: Estados de compactidade e de consistência.	91
Tabela 10: Resumo dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.	99
Tabela 11: Critérios de alerta.	100
Tabela 12: Detalhes da instalação dos inclinômetros.	102
Tabela 13: Localização dos marcos superficiais.	104
Tabela 14: Parâmetros geotécnicos.	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas

INCL – Inclinômetro

MEL – Método dos Estados Limites

MTA – Método das Tensões Admissíveis

NATM – *New Austrian Tunnelling Method*

MS – Marco superficial

NBR – Norma Brasileira

SABESP – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo S.A

SINDUSCON-SP – Sindicato da Indústria da Construção Civil de São Paulo

TT – *Tell tale*

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – Área da seção transversal útil da barra.

C – Coesão do solo

c'_a – Adesão da interface

D_{def} – Limite de influência das deformações

E – Módulo de elasticidade

FS – Fator de Segurança

L_{inj} – comprimento do trecho injetado do grampo.

N_{spt} – Valor de Parâmetro referente à Resistência à Penetração do Solo. É o Número de Golpes necessários para penetrar os últimos 30 cm do ensaio SPT

$N_{spt,60}$ – Valor de N_{spt} relativo a 60% da energia de cravação.

q_s – Resistência ao Cisalhamento no contato solo-grampo

S_h – Espaçamento Horizontal entre Grampos

SPT – *Standard Penetration Test*

S_v – Espaçamento Vertical entre Grampos

T_N – Força normal máxima (carga que leva o grampo à ruptura por cisalhamento com o solo)

α – Inclinação do Grampo com a Horizontal

β – Ângulo de Inclinação do Talude

γ_{nat} – Peso Específico Natural

ϕ – Ângulo de Atrito

$\varphi_{aço}$ – Diâmetro da Barra de Aço

φ_{furo} – Diâmetro do furo do grampo

τ_{mob} – Tensão Cisalhante Mobilizada

τ_r – Resistência ao Cisalhamento do Solo

ν – Coeficiente de Poisson

δ_h – Deslocamento horizontal

δ_v – Deslocamento vertical

δ_i – Limite de deslocamento por metro

σ_{ng} – Tensão normal aplicada ao grampo

$\sigma_{aço}$ – Tensão de escoamento do aço

$\tau_{\text{máx}}$ = resistência ao cisalhamento no contato solo-nata

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	21
Relevância da pesquisa	21
Objetivo geral	21
Objetivos específicos	21
Estrutura da dissertação	21
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
1.1 Solo grampeado: definições e desenvolvimento da técnica	23
1.1.1 Histórico	23
1.1.2 Definição da técnica	25
1.1.3 Critérios de aplicação	28
1.1.4 Metodologia executiva	30
1.2 Solo grampeado: ensaios e monitoramento	48
1.2.1 Ensaios de arrancamento	48
1.2.2 Deformações e deslocamentos na face do solo grampeado	58
1.2.3 Obras de solo grampeado instrumentadas	62
2 ESTUDO DE CASO	74
2.1 Descrição da obra	74
2.1.1 Introdução	74
2.1.2 Geologia	77
2.1.3 Detalhes de projeto	78
2.2 Caracterização dos materiais	90
2.2.1 Ensaios de campo	90
2.2.2 Ensaios de laboratório	97
3 INSTRUMENTAÇÃO	100
3.1 Inclinômetro	100
3.2 Marco Superficial	103
3.3 “ <i>Tell tales</i> ”	104
3.4 Resultados da Instrumentação	107
3.4.1 Inclinometria	107
3.4.2 Marcos Superficiais	117

3.4.3 “ <i>Tell tales</i> ”	128
3.4.4 Comparação de resultados	129
4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	133
4.1 Metodologia da análise	133
4.2 Geometria e Parâmetros Geotécnicos	134
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	140
5.1 Deslocamento horizontal x profundidade	140
5.2 Deslocamento horizontal x tempo.....	147
6 CONCLUSÕES	152
REFERÊNCIAS.....	154
ANEXO 1 – PROJETO “AS BUILT” DA OBRA.....	166
ANEXO 2 – RELATÓRIO DE SONDAGEM	174
ANEXO 3 – RELATÓRIO DE ENSAIOS DE CISALHEMNTNO DIRETO	185

INTRODUÇÃO

Relevância da pesquisa

A presente pesquisa apresenta uma contribuição importante para análises de estruturas grampeadas e obras de escavação vertical. Escavações de grande porte requerem um maior nível de atenção em relação às deformações, e a análise de movimentações do maciço torna-se assunto de extrema relevância para a execução deste tipo de obra geotécnica.

Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento relativo às deformações de uma escavação vertical em solo grampeado de caráter provisório. A escavação foi instrumentada por inclinômetros, marcos superficiais e tell tales, de forma a analisar o deslocamento do paramento e, posteriormente, comparar os resultados com os obtidos a partir de simulações numéricas.

Objetivos específicos

- Caracterização da geologia local;
- Levantamento de parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, que constituem o talude objeto de estudo;
- Detalhamento do projeto de contenção em solo grampeado de caráter provisório;
- Análise dos resultados da instrumentação dos deslocamentos do maciço;
- Simulação e previsão de deslocamentos por análise numérica;
- Comparação final da simulação numérica com os dados obtidos *in situ*.

Estrutura da dissertação

Após a introdução do tema, o Capítulo 1 inicia a revisão bibliográfica onde é definida a técnica de solo grampeado, metodologia executiva, critérios de aplicação e o histórico da técnica. Posteriormente, são explorados os ensaios e monitoramentos geotécnicos de obras em solo grampeado ou de caráter semelhante, onde são

discutidos ensaios típicos, deformações, e histórico de instrumentação de casos semelhantes ao estudo de caso. Tais critérios e referências de casos anteriores de instrumentação e investigação são de extrema importância para a análise do estudo de caso.

As principais informações a respeito da obra analisada se apresenta no Capítulo 2, onde se dá a descrição da obra e suas especificidades, análise geológica, detalhes de projeto e considerações técnicas iniciais. Ainda neste capítulo, é descrito o critério utilizado na caracterização dos materiais e ensaios realizados previamente e durante a execução da obra.

No Capítulo 3 é explorado todo o programa de instrumentação utilizado no estudo de caso, descrevendo e discutindo as técnicas utilizadas, seus critérios, posicionamento e resultados das leituras. Além da realização de uma análise técnica comparativa dos resultados e leituras dos instrumentos, julgando se os resultados da instrumentação apresentam certa razoabilidade em valores absolutos e em relação ao tempo.

A análise numérica é apresentada no Capítulo 4, onde é utilizado o “*software*” Plaxis 8.5 para a discretização do maciço em elementos finitos e modelagem numérica do mesmo para a análise das deformações. Neste capítulo, serão abordadas a metodologia do “*software*”, suas considerações e propriedades. Posteriormente, são apresentados os parâmetros geotécnicos de entrada de dados no programa, e as considerações feitas nessa fase, explorando os ensaios realizados, trabalhos e correlações anteriores para a obtenção dos parâmetros.

Em seguida, se apresenta a análise dos resultados (Capítulo 5). Nesta fase, são comparados os deslocamentos previstos pelo “*software*” com os dados obtidos em campo, fazendo uma análise dos deslocamentos em relação à profundidade e em relação ao tempo.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões do trabalho, e comentários finais.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Solo grampeado: definições e desenvolvimento da técnica

1.1.1 Histórico

Segundo Cardoso (1987), a engenharia mundial sempre presenciou circunstâncias em que o solo necessitava de um melhoramento, sendo essa melhora direcionada para especificações distintas como drenagem, deformação, reforço, secagem e etc. Há centenas de anos já se buscavam técnicas para tornar as condições do solo possíveis para utilização e construção civil. No século dezanove, com o avanço da tecnologia industrial, facilitaram as condições para as técnicas de melhoramento de solo. Zirlis (1988) cita a necessidade da engenharia mundial em desenvolver um método de estabilização rápida em escavações, tal necessidade surgiu na exploração de minérios e busca pela construção das minas.

Em 1945, o professor Landislau Von Rabcewicz desenvolveu uma técnica para o avanço de escavações em túneis rochosos na Áustria, dando origem à técnica de solo grampeado que foi usada para suportar galerias e túneis. A técnica ganhou o nome de NATM ("*New Austrian Tunneling Method*"), demonstrada na Figura 1. O efeito do peso de terras e tensões confinantes faz com que uma cavidade tenda a se deformar, reduzindo seu diâmetro. O método se dava pela aplicação de suportes flexíveis que permitiam que o terreno se deformasse, ocorrendo a formação de uma região plastificada no entorno da escavação, podendo ser reforçada através de chumbadores. Em 1991, Clouterre afirmou que tais chumbadores deverão ser dispostos a cada 3 a 6 m ao longo da galeria, sendo inseridos no maciço por percussão ou perfuração, onde posteriormente é executada a injeção de nata de cimento. O professor Landislau previa uma estabilização obtida com a aplicação, logo após a escavação, de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores curtos radiais na zona plástica, com controle de deformações na cavidade do túnel. O método utilizado previa que o revestimento estaria sujeito a uma carga reduzida, posteriores as deformações. Questionando esse pensamento, em 1964, o método sofre uma evolução para aplicação em um túnel em xisto grafítico argiloso, tal túnel tem a denominação de Túnel Masseurberg.

Com posterior análise do método convencional da época, os túneis eram revestidos por uma camada rígida que mobilizaria esforços muito grandes no maciço. Desta forma, se torna uma solução custosa pela necessidade de utilização de muito material na camada de revestimento para combater tais esforços (Figura 1). Entretanto, a técnica de solo grampeado era revolucionária para época, pois seus chumbadores flexíveis combatiam os esforços sujeitos de forma distribuída, sendo um método de baixo custo em comparação com o convencional. Com isso, Ortigão e Sayão (2000) afirmam que a escavação de solo grampeado está para a execução de túneis com revestimento flexível, da mesma forma que a solução convencional de túneis se comparada a uma cortina ancorada.

O princípio da técnica de solo grampeado de hoje em dia é o mesmo utilizado na técnica NATM de execução de túneis (rochas duras), Figura 1. Com o passar do tempo, novas utilizações do método foram empregadas para diversas situações, aplicando a técnica para materiais de menor resistência, como rochas brandas e posteriormente solos (pedregulhos, areia e silte). A partir dos anos 70, a técnica de solo grampeado começou a se desenvolver, e pesquisas lideradas pelos franceses, alemães e americanos avançaram na tecnologia e conhecimento deste método de estabilização. Dentre as técnicas de estabilização atuais, a técnica de solo grampeado vem crescendo e ganhando espaço no âmbito da engenharia geotécnica brasileira através de sua fácil adaptação a geometrias variadas, baixo custo, alta velocidade de execução e aplicação em distintos tipos de solos, até mesmo solos inconsistentes com presença de água (Ortigão et al, 1995).

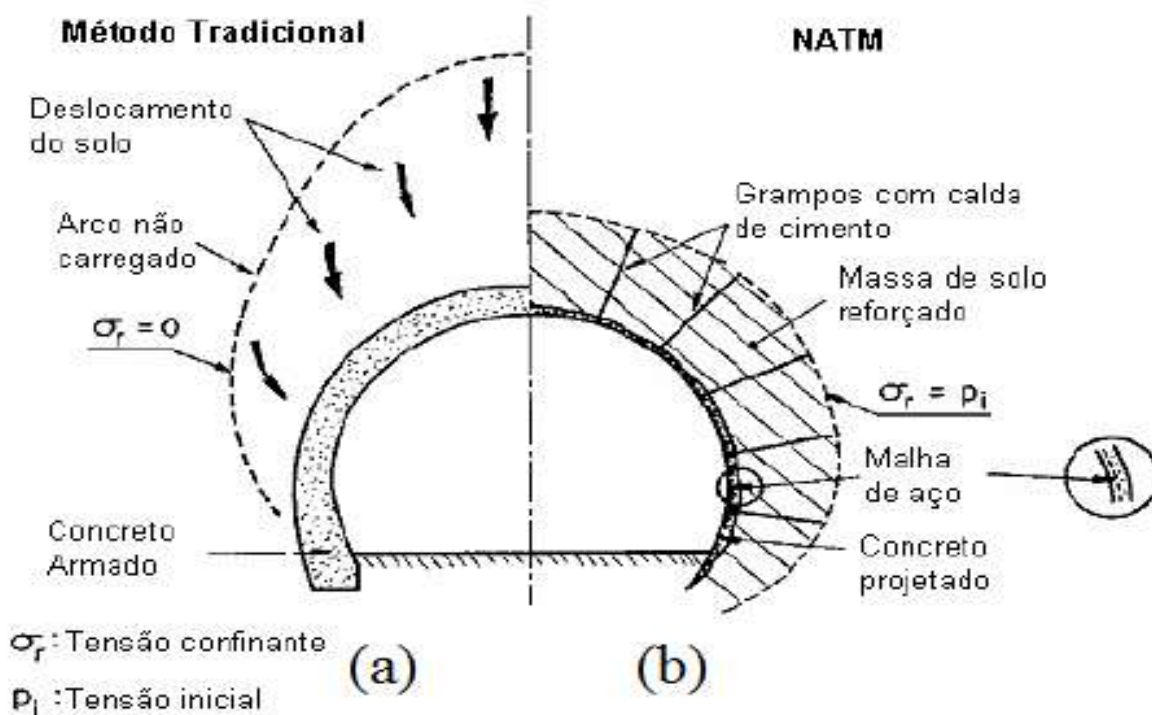


Figura 1: Métodos de execução de túneis, comparação entre o NATM e o método convencional da época (adaptado de *FRENCH NATIONAL RESEARCH PROJECT CLOUTERRE*, 1991).

1.1.2 Definição da técnica

O solo grampeado, que é uma terminologia não totalmente consolidada na língua portuguesa, podendo ser chamado também de solo pregado, que se aproxima mais da terminologia internacional ("*soil nailing*" em inglês e "*sol clué*" em francês), é uma técnica de reforço de solo muito eficaz e difundida hoje no meio geotécnico, sendo aplicada em taludes naturais (*in situ*) ou em taludes resultantes de um processo de escavação. Essa técnica prevê o reforço de taludes por meio da inclusão de grampos, que se caracterizam por serem elementos lineares passivos, semirrígidos e resistentes à flexão composta, geralmente são usadas barras ou tubos de aço de seção circular ou retangular. O ideal deste sistema é o combate da força de tração e tensão de cisalhamento impostas, e nas piores condições possíveis. Ortigão (1993) afirma que a introdução dos grampos posicionados horizontalmente ou sub-horizontalmente no maciço é a melhor forma de combate a essas ações solicitantes. Desta forma, conclui-se que a inclusão destes elementos minora o deslocamento do

maciço terroso pelo acréscimo de forças internas contrárias ao sistema natural de acomodação de massa. O grampeamento do solo é executado no maciço de solo à medida que a escavação avança, de cima para baixo, geralmente com 1 a 2 m de profundidade. Desta forma obtém-se uma zona de solo que funcionará de suporte do material atrás, que está fora da zona de reforço. (PINTO E; SILVEIRA , 2001).

A seção transversal de um caso de Ortigão e Sayão (2000) ilustra a técnica discutida (Figura 2).

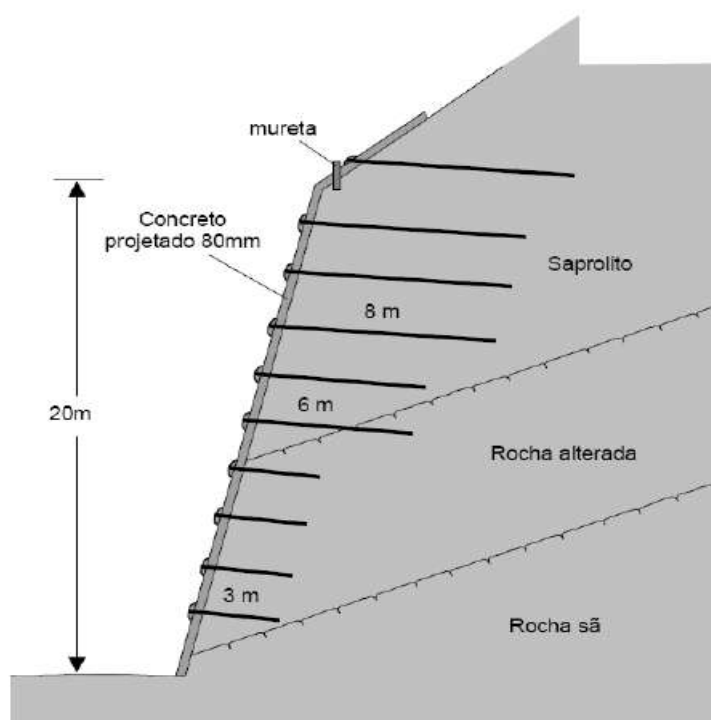


Figura 2: Seção transversal de um solo grampeado com grampos de diferentes comprimentos, Linha Amarela – RJ (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).

As inclusões dos grampos que trabalham à tração são aliadas a um revestimento de face, feito com concreto projetado, que exerce pouca influência na estabilidade do talude, e tem como função principal o combate a desagregação do solo na superfície. O equilíbrio desse método de estabilização de talude é mantido graças ao funcionamento em conjunto dos grampos e do solo envolvente, agindo como uma estrutura estável, diminuindo os deslocamentos e aumentando coeficiente de segurança. (GUIMARÃES FILHO, 1994).

Diferentes técnicas de reforço de solo vêm sendo desenvolvidas, aprimoradas e classificadas para cada tipo de situação. Byrne et al. (1998) distinguem e classificam

as diferentes técnicas para situações adversas, explorando a verdadeira diferença de combate aos esforços de cada uma (Figura 3).

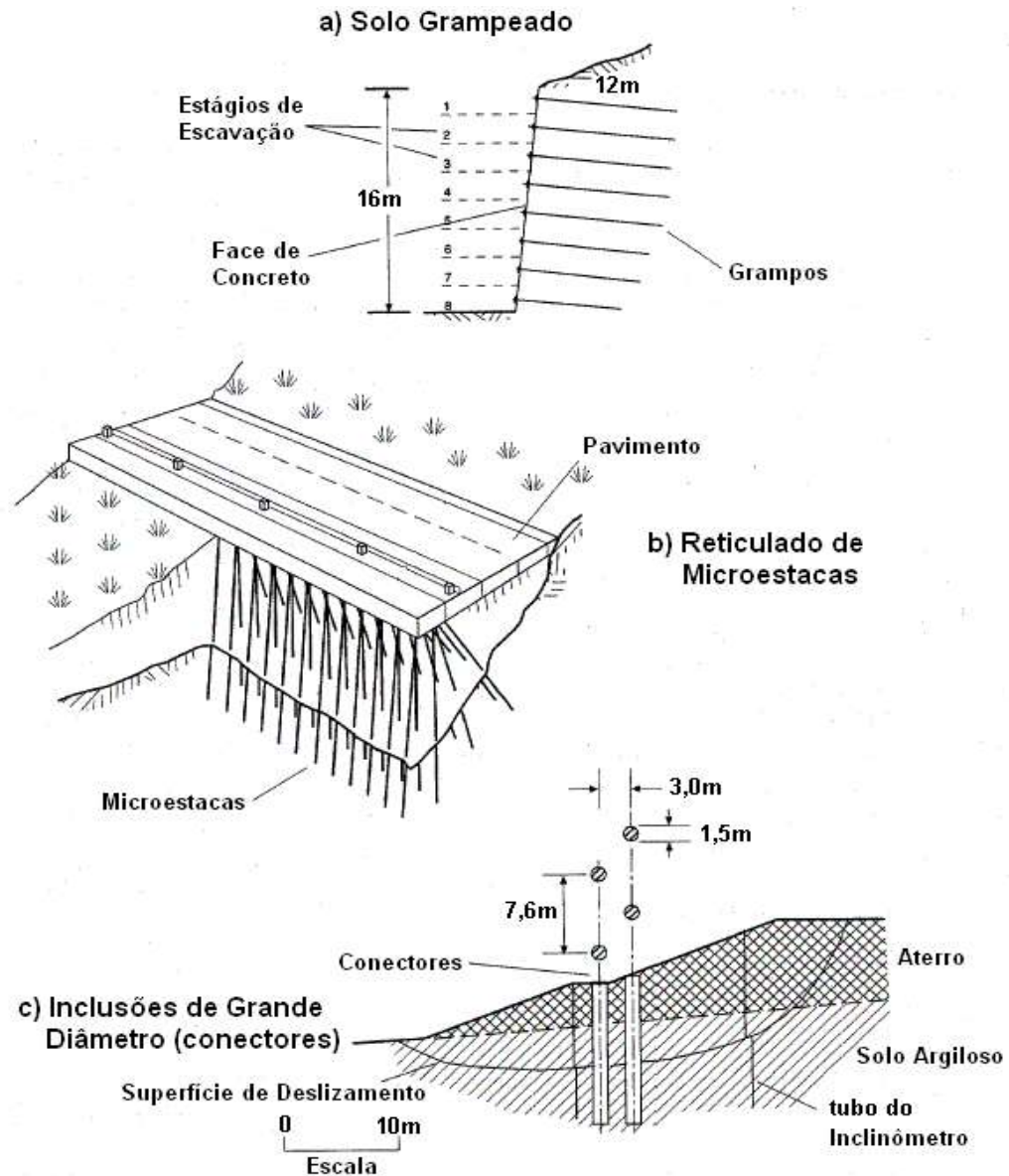


Figura 3: Aplicações de sistemas de reforço de solo (BYRNE et al., 1998).

Segundo Schlosser (1982), as diferentes técnicas de reforço de solo se diferenciam pelos esforços solicitantes considerados. O comportamento do sistema de reforço dependerá da mobilização dos esforços nas inclusões, devendo ser combatido os esforços necessários pelas técnicas adequadas, demonstradas na Tabela 1. Posteriormente, Gässler (1990) concluiu em seu estudo a eficácia de cada método para diferentes aplicações e objetivos (Tabela 2), e Palmeira (1994) discute

sobre tais metodologias, enfatizando as técnicas de reforço aplicadas à realidade Brasileira.

Tabela 1: Tipo de solicitação em reforço de solo .

Solicitação	Técnica de reforço de solo			
	Solo Grampeado	Micro-Estacas	Colunas de Brita	Terra Armada
Tração	(X)	(X)		(X)
Compressão		(X)	(X)	
Cisalhamento	(X)		(X)	
Flexão	(X)	(X)		

Fonte: SCHLOSSER, 1982.

Tabela 2: Aplicações e objetivos de um sistema de reforço.

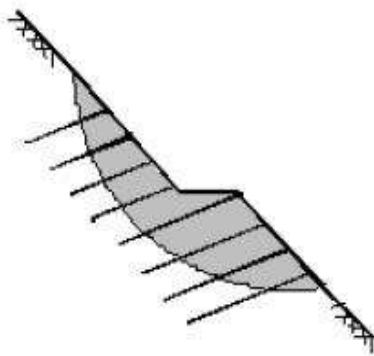
Aplicações e Objetivos	Eficácia do reforço		
	Solo Grampeado	Micro-Estacas	Colunas de Brita
Estabilização de taludes naturais	Média	Média	Pequena
Estabilização de taludes de corte	Grande	Pequena	-
Aumentar a capacidade de suporte do solo da Fundação	-	Grande	Grande
Redução de Recalques	-	Média	Grande

Fonte: GÄSSLER, 1990.

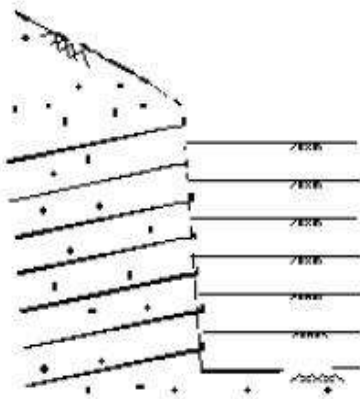
1.1.3 Critérios de aplicação

A técnica de solo grampeado pode ser aplicada em diferentes situações, como contenções de escavações temporárias ou permanentes, com objetivo de ganhar área útil para a realização de qualquer construção, também aplicada em escavações para vias subterrâneas (metrô ou estacionamento, por exemplo), geralmente associadas às fundações de edifícios, cortes para implantação de sistemas viários e escavações para portais de túneis. Nessa função os grampos são geralmente posicionados horizontalmente e os esforços são principalmente de tração (LIMA, 2007). A Figura 4 ilustra a aplicação em taludes naturais e de escavação.

Lima Filho (2000) cita a possibilidade da utilização da técnica para estabilização de taludes naturais com uma zona de instabilidade em evidência, fazendo a inclusão dos elementos lineares para reforço, com inclinações de 45° a 70° . Entretanto, Schlosser (1982) afirma que os elementos de reforço podem ser verticais ou perpendiculares à superfície potencial de ruptura, e os esforços de cisalhamento e momentos fletores não devem ser desprezados.



(a) taludes naturais



(b) escavações

Figura 4: Aplicações de sistemas de reforço de solo em taludes naturais (a) e escavações (b) (Lima, 2007; adaptado de BYRNE et al., 1998; e ORTIGÃO E; SAYÃO, 2000).

Gässles (1990 e 1991) explora o uso da técnica na recuperação de estruturas antigas, revelando outro uso eficaz para o solo grampeado, que é a recuperação de

estruturas de contenção. Alguns tipos de estruturas como cortinas de terra armada (substituição de tiras ou conexões danificadas por sobrecarga), muros de concreto armado (antes ou após rupturas causadas por deterioração do muro) e cortinas atirantadas (após o colapso das ancoragens protendidas por carregamento excessivo ou por corrosão dos tirantes) podem ser reparadas como o uso da técnica.

1.1.4 Metodologia executiva

A metodologia executiva do solo grampeado em taludes resultantes de escavações mecânicas, citada por Zirlis (1999), é baseada em fases de execução sucessivas de corte do terreno, perfuração do solo, inclusão dos grampos e estabilização do paramento, sendo a construção executada de cima para baixo (Figura 5). O procedimento de inclusão de grampos em taludes naturais ou previamente cortados pode ser aplicado de forma ascendente ou descendente, atendendo a conveniência local. Muitas vezes a instalação dos grampos pode ser executada após a estabilização do paramento, em virtude das condições do terreno.

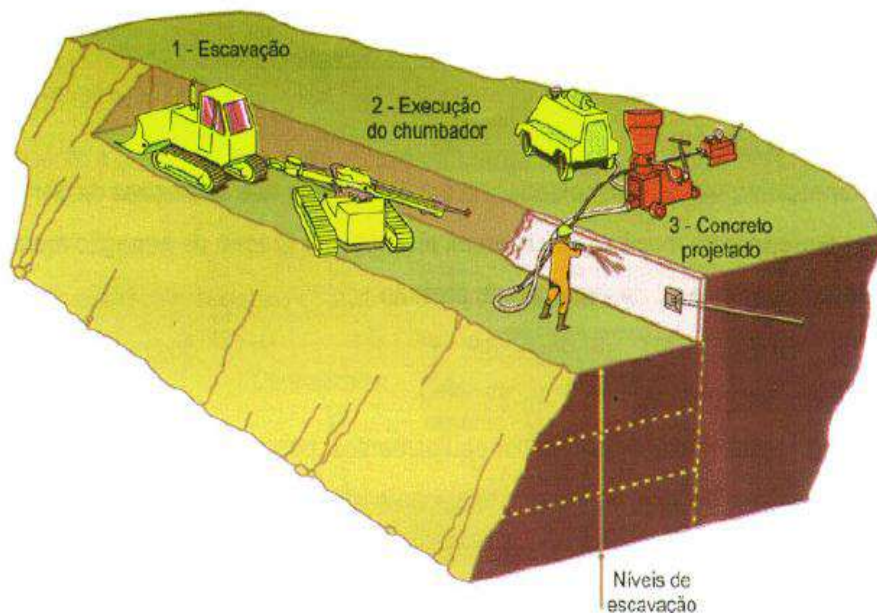


Figura 5: Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).

1.1.4.1 Fases de execução

- **Escavação**

O projeto executivo determinará a geometria do corte a ser feito. Realizadas em bancadas com variação de 1 a 2 m. Os solos arenosos consolidados, areias úmidas com coesão aparente, argilas adensadas e rochas brandas tem maior interação com o método, uma vez que geram maior atrito entre os grampos e o solo, combatendo a tração. Bruce e Jewell (1987) afirmam que argilas pré-adensadas podem atingir profundidades escavadas superiores a 2 m, e que solos arenosos atingem em média de 0,5 a 2 m. Em 1990, Gässler demonstra através de uma tabela (Tabela 3) as profundidades de cada estágio de escavação em função do tipo de solo. Clouterre (1991) ilustra a fase executiva de escavação na Figura 6.

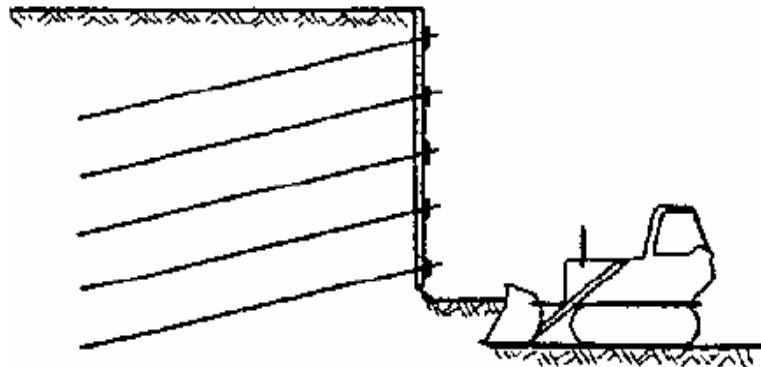


Figura 6: Escavação da camada de solo (CLOUTERRE, 1991).

Tabela 3: Altura das etapas de escavação.

Tipo de solo	Incremento de escavação (H)		
	Pedregulho	0,5 m (com coesão aparente)	1,5 m (solo com cimentação)
Areia	1,2 m (medianamente compacta, com coesão aparente)	1,5 m (compacta, com coesão aparente)	2,0 m (com cimentação)
Silte	1,2 m	2,0 m (função do teor de umidade)	
Argila	1,5 m (normalmente adensada)	2,5 m (pré-adensada)	

Fonte: GÄSSLER, 1990.

As escavações causam um efeito de descompressão lateral, observa-se desta forma que os maiores deslocamentos verticais e horizontais ocorrem no topo, sendo necessária a observação para a conservação à estabilidade do talude, se o solo não se sustentar pelo período de tempo necessário, sua face recém-escavada deve ser estabilizada imediatamente. Quanto maior a inclinação da face do talude, maior será a estabilidade da escavação, porém menor será a área efetiva. Dringenberg e Craizer (1992) dizem também que o aumento da inclinação do talude reduzirá consideravelmente a armadura de reforço. É recomendado por Lima Filho (2000) uma inclinação de 5° a 10° do paramento, em relação a vertical, para a obtenção de um ganho na estabilidade geral, a Figura 7 demonstra a fase de escavação do paramento. Outro método utilizado para minorar os deslocamentos é a realização da escavação em bermas e nichos.



Figura 7: Fase de escavação (LIMA, 2007).

- **Perfuração do solo**

A perfuração é realizada com o uso de um trado ou equipamento motorizado de fácil manuseio. O método escolhido deve manter a cavidade estável até a conclusão do serviço, dependendo do material e da técnica utilizada, pode ser que não haja necessidade de revestimento nas paredes do furo. Os equipamentos de perfuração são leves (0,05 kN e 10 kN), possibilitando um fácil transporte e manuseio, uma vez que normalmente as perfurações tem o diâmetro pequeno, chegando a 200 mm e com comprimentos de até 25 m, o procedimento de perfuração é ilustrado nas

Figuras 8 e 9. Pode-se utilizar equipamentos de maior porte na necessidade de adquirir maiores diâmetros e comprimentos, geralmente com sondas perfurantes. (SPRINGER, 2006).

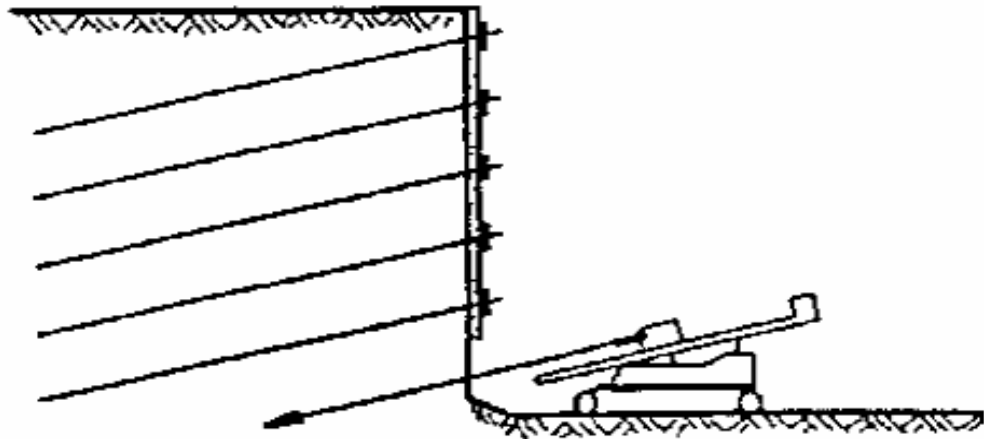


Figura 8: Perfuração do solo (CROUTERRE, 1991).



Figura 9: Execução do furo para a inclusão de grampo (LIMA, 2007).

Na execução dos furos, utiliza-se água ou ar comprimido. Caso seja utilizada a lama bentonítica, recomenda-se uma lavagem eficiente do furo com calda de cimento, uma vez que pode reduzir o atrito entre o solo e o reforço (Ortigão e Palmeira, 1992).

- **Inclusão de elementos resistentes**

A introdução de elementos lineares resistentes à flexão composta, feitos de aço com seção circular ou retangular, comumente chamados de grampos, se justifica no combate a tração e ao cisalhamento do maciço (Figura 10). Estas inclusões semirrígidas podem ser introduzidas por meio de um furo previamente executado, seguida da injeção de calda de cimento para preenchimento do furo, ou por cravação direta dos elementos metálicos. Para melhor efeito de grampeamento (combate a tração e cisalhamento) e facilitar a execução, os grampos são dispostos na posição horizontal ou com uma pequena inclinação (entre 5° a 20° com a horizontal). Ortigão e Sayão (2000) relatam que o uso de CA-50 para a confecção dos grampos é comum no Brasil.

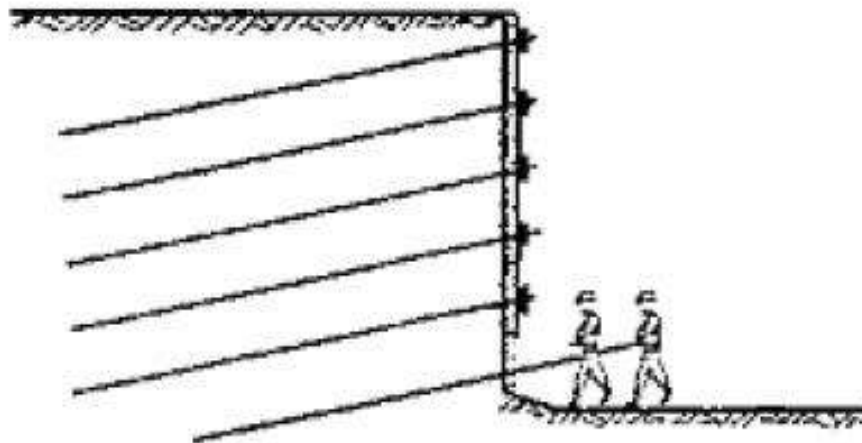


Figura 10: Introdução dos elementos resistentes (CLOUTERRE, 1991).

Técnicas comuns para a instalação dos grampos:

A. Grampos injetados:

Nesse procedimento é feita a execução prévia de furos longitudinais no maciço (em geral de 70 a 120 mm de diâmetro), pode ser utilizado como fluido de perfuração e limpeza do furo, água ou ar, e também pode ser feito o uso de trados helicoidais alternadamente com o fluido, o uso mais comum na prática é o ar comprimido, também utilizado para o concreto projetado. Zirlis e Pitta (1992) também citam o uso de

perfuratrizes tipo sonda, “*crawlair*”, “*Wagon drill*”, ou até martelos manuais em cada tipo de profundidade e área de trabalho.

Após a perfuração são instalados e fixados os grampos, com auxílio dos centralizadores para preservar o posicionamento central das barras, evitando seu contato com o solo e mantendo a espessura constante da calda (normalmente espaçados de 2 a 3 m). Tais diâmetros, tipos e especificações dos grampos são abordados também pela GeoRio (1999) para consulta e dimensionamento. Em seguida é feita a injeção de um fluido cimentante qualquer que deverá atender ao projeto e não ser agressivo aos grampos, geralmente é usual a calda de cimento com elevado teor de cimento (relação água-cimento em torno de 0,5 em peso) em um processo ascendente no qual a calda de cimento é injetada através de uma tubulação acessória que começa o processo no fundo da cavidade e vai até a superfície de perfuração, preenchendo todo o furo. Tal procedimento é descrito pela Figura 11.

Na totalidade das vezes a injeção não preenche a totalidade dos vazios do furo, sendo necessária a instalação de alguns tubos de reinjeção (segunda injeção) perdidos, de polietileno ou similar, com diâmetro de 8 a 15 mm, providos de válvulas a cada 0,5 m até 1,5 m da boca do furo, instalados junto ao grampo. A quantidade de tubos dependerá da execução de injeção, sendo necessária a consideração de um tubo para cada fase. Além da bainha (primeira injeção ou injeção de preenchimento do furo), todo grampo deve receber, pelo menos, uma fase de reinjeção, a fim de promover uma melhor ancoragem do grampo e da estrutura reforçada como um todo, adensando-o e preenchendo possíveis fissuras e vazios, e reduzindo os deslocamentos na parede de solo grampeado. (SPRINGER, 2006).

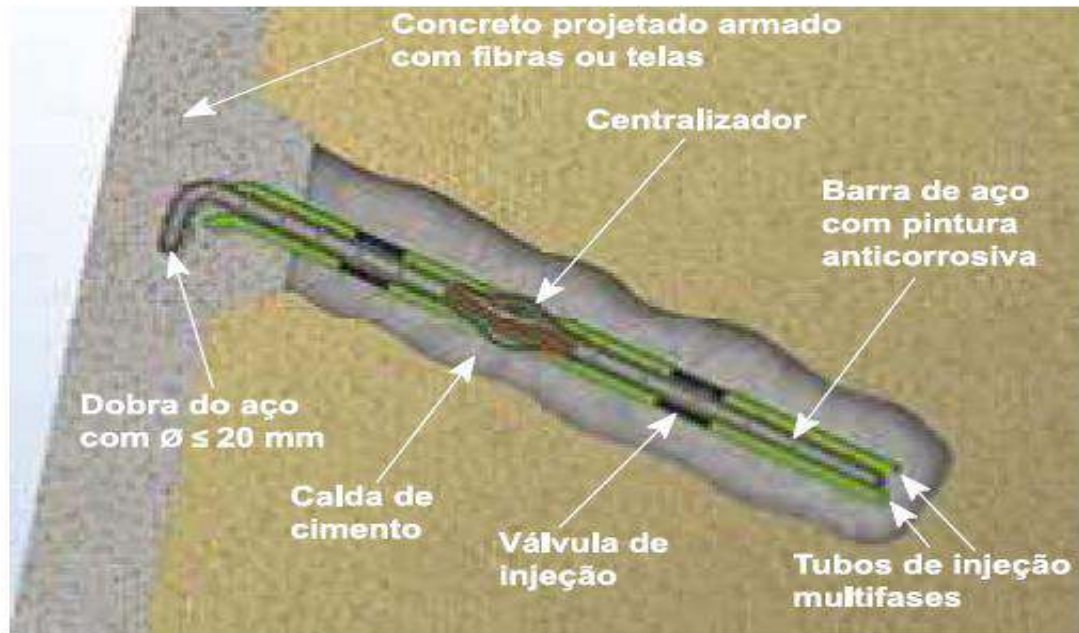


Figura 11: Detalhes dos grampos injetados (Manual de Serviços Geotécnicos-SOLOTRAT, 2009).

Os tipos mais utilizados para a cabeça de grampo (elemento que caracteriza o final da barra e seu acabamento na face de concreto projetado) são os seguintes demonstrados pela GeoRio (1999) e Ortigão et al (1993) na Figura 12: (a) tal qual a placa e a porca de apoio permitem a aplicação de uma pequena carga de incorporação, que serve para garantir o contato solo-concreto projetado, utilizado no caso de muros com paramento vertical; (b) muito utilizado no caso de taludes inclinados, onde a extremidade do grampo com diâmetro até 20 mm é dobrada para a fixação ao revestimento; e (c) extremidade do grampo embutida no terreno. A prática “b” é a mais usual, onde utiliza grampos com dobra, desta forma evita o acúmulo de tensões junto à cabeça dos grampos. O mesmo acontece na utilização da prática “c”.

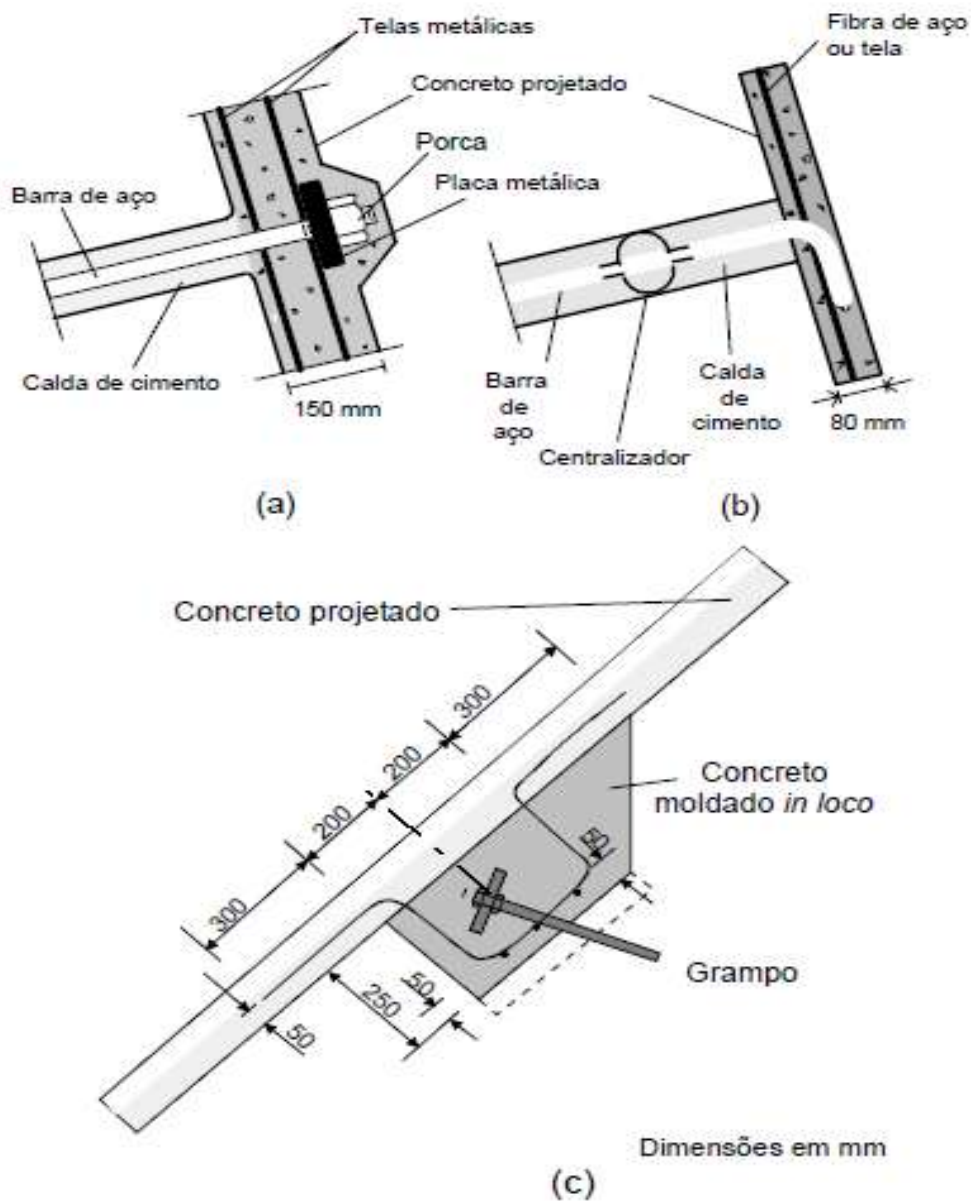


Figura 12: Tipos de cabeça de grampos (ORTIGÃO e SAYÃO, 2000).

Os grampos podem ser feitos também de diferentes tipos de materiais, que atendam às necessidades físicas impostas. A ABNT-NBR 5629/2006 também cita tubos plásticos, metálicos ou de fibra (corrugados), recomendando um preenchimento com calda de cimento para proporcionar uma proteção dupla aos grampos em alguns casos (Tabela 4). Ortigão (1997) também cita os cuidados a serem tomados na execução para a preservação do desempenho da contenção (Tabela 5).

Tabela 4: Proteção anticorrosiva proposta na NBR 5629/2006.

Classes	Tipo de chumbador	Proteção
1	Permanentes em meio agressivo ou provisórios em meio muito agressivo.	Dupla, com emprego de pintura anticorrosiva e calda de cimento.
2	Permanentes em meio agressivo ou provisórios em meio medianamente agressivo.	Simples, com injeção de calda de cimento.
3	Permanentes ou provisórios em meio não agressivos.	

Fonte: adaptada Manual de Serviços Geotécnicos – SOLOTRAT, (2009).

Tabela 5: Especificações de projeto com grampos injetados.

Item	Descrição
Limpeza do furo	Em solos secos, é realizada a seco e com ar comprimido durante a perfuração. Em solos úmidos, o equipamento de perfuração deve utilizar água ou outro fluido de lavagem.
Aditivos	O expansor de calda de cimento é um aditivo que evita a retração e, conseqüentemente, a diminuição do atrito solo-grampo. Outro aditivo recomendado é o acelerador de cura, que reduz os prazos de execução do reforço.
Tubo lateral de injeção	Deve ser obrigatório, especialmente em grampos longos ($L > 3m$), para garantir o preenchimento adequado do furo.
Espaçadores ou centralizadores	Os espaçadores podem ser fabricados na própria obra com tubos de PVC e instalados a cada 3m ao longo da barra de aço, garantindo a sua centralização no furo.

Fonte: adaptada de ORTIGÃO (1997).

Ao longo do tempo a barra de aço deve manter suas características resistentes para o melhor funcionamento da contenção, para isso as barras devem receber um tratamento anticorrosivo (resinas epóxicas ou pintura eletrolítica). No caso das barras de serem feitas de plástico reforçado por fibras, não há necessidade desta proteção, uma vez que o material é anticorrosivo. Os grampos podem atuar em praticamente

qualquer tipo de solo, possuindo comprimento que varia de acordo com a necessidade local. Muito difundida na França, na década de 70, possuindo mais da metade das obras de solo grampeado utilizando esse método (Clouterre, 1991). A instalação por grampos injetados é a mais utilizada no Brasil.

B. Grampos cravados:

O procedimento se baseia na cravação dos tubos, cantoneiras ou barras de aço por percussão, sendo feito manualmente ou com auxílio de equipamentos mecânicos, onde é comum o uso de martelos pneumáticos ou hidráulicos. Ao contrário do método de grampos injetados, este método oferece uma resistência imediata após a inclusão dos grampos, uma vez que não é necessária a cura da calda de cimento para preenchimento e ganho de resistências dos elementos nos furos, além de ser uma técnica econômica e rápida. É necessária atenção no contato solo-grampo para a proteção contra a corrosão, esta prevenção é feita adicionando uma espessura de recobrimento com resina ou pintura anticorrosiva. O atrito desenvolvido entre o solo e o grampo apresenta valores da ordem de 30 a 40 KPa em areias e valores ainda menores em argilas. Schlosser (1982) afirma que devem ser considerados os esforços cisalhantes e momentos fletores diretamente no grampo, assim como sua rigidez nominal.

Este método funciona particularmente com muita eficácia em solos não coesivos fofos, porém não tem um resultado efetivo em solos rígidos como pedregulhos, devido à dificuldade de proteção contra corrosão, e nem em argilas porosas, onde a resistência mobilizada é reduzida. Para a eficácia do grampo também é considerado um comprimento máximo de 6 m. (Ortigão et al., 1993).

Ortigão e Palmeira (1992) afirmam que para a decisão da melhor técnica a ser adotada é analisada tanto a viabilidade técnica quanto econômica nos estudos preliminares ao projeto, analisando as características, necessidades do material e altura de escavação do maciço, no qual seria adequado o método que terá melhor interação dos grampos e resistência ao cisalhamento do solo, para isso são feitos ensaios de arrancamento. Existem também técnicas alternativas nas quais misturam as características das técnicas anteriores. Gässler (1990) afirma que uma técnica foi desenvolvida na França e tem grande eficiência em solos arenosos, esta técnica consiste na cravação por percussão de cantoneiras de aço inclinadas a 20° com a

horizontal, que injeta a calda de cimento simultaneamente a cravação, através de uma aplicação de elevada pressão até a ponta do grampo. Esta técnica denomina os muros assim executados como “hurpinoise”, em reconhecimento ao criador do método, o técnico Hurpin.

C. Outros métodos:

Métodos de instalações têm sido lançados no mercado, e atualmente um ganha espaço no âmbito internacional, o mesmo consiste no lançamento de uma barra metálica diretamente no solo, utilizando ar comprimido que atira o grampo diretamente no terreno, atingindo grandes velocidades (320 Km/h) e energia de até 100 kJ. Tal técnica executa um procedimento rápido, além de causar menores perturbações locais. Outra tecnologia em desenvolvimento é a execução de grampos tipo parafusos (Figura 13), feitos com barras de aço de alta resistência, introduzidas no maciço com o auxílio de uma perfuratriz rotativa ou rotopercussiva (INGOLD; MYLES, 1996; MYLES; BRIDLE, 1992).

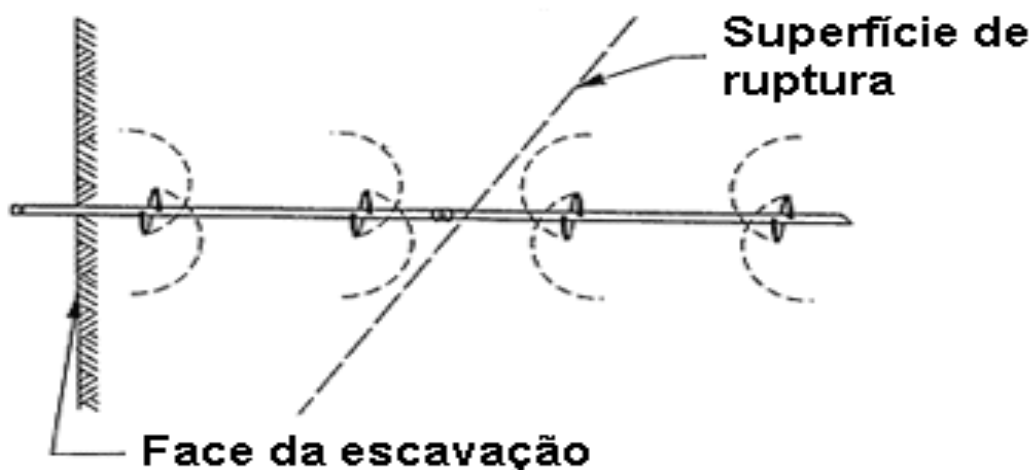


Figura 13: Grampos aparafusados (CHANCE, 2005).

A empresa Dywidag desenvolveu um processo semelhante aos grampos cravados, chamado comercialmente de “Titan” (Figura 14), em que faz a cravação por rotopercussão, onde água e ar também são empregados como fluidos de perfuração. Ao final do processo é injetado calda de cimento (ORTIGÃO E PALMEIRA, 1992).

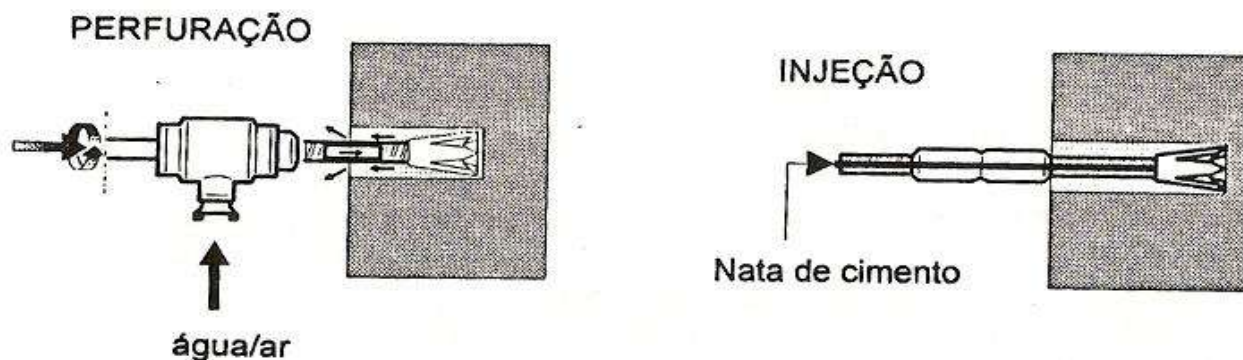


Figura 14: Processo Titan (Dywidag) de instalação do reforço (ORTIGÃO e PALMEIRA, 1992).

- **Proteção da superfície**

Com os grampos já instalados no maciço, deve-se executar a proteção da superfície. A real função desta proteção é prevenir rupturas localizadas e erosões superficiais pela desagregação do solo causada pelas ações climáticas, estas podem gerar deslocamentos indesejados no maciço (Figura 15). A proteção mais utilizada é de concreto projetado sobre uma malha metálica eletrosoldada ou com fibras, a sua espessura depende principalmente do formato da distribuição dos grampos, e pode variar a entre 5 a 15 cm, Lima Filho (2000) cita que no Brasil é comum o uso de superfícies de 10 cm de espessura e tela soldada de CA-60. A armadura deve resistir às solicitações de tração impostas pela dilatação térmica do concreto por toda superfície. Em 1992, surge a alternativa de execução do concreto com fibras metálicas de aço, Zirlis et al. (1999) afirmam que esta técnica promove uma economia de 20 a 40% por metro quadrado.

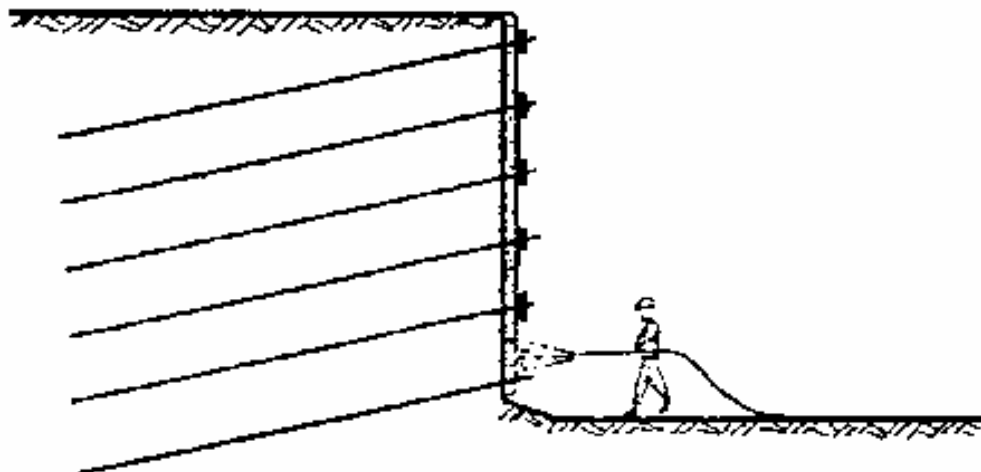


Figura 15: Proteção da superfície (CLOUTERRE, 1991).

A aplicação do concreto projetado pode ser feita por uma via úmida ou seca, e dependerá do correto dimensionamento das redes de condução de ar, vazão e pressão do compressor, e se deve ter muita atenção também quanto ao ajuste da bomba e da projeção manual (Zirlis e Pitta, 1992). A aplicação mais comum é por via seca, por ser mais prática e de fácil execução, pois o trabalho pode tomar intervalos executivos sem perdas de material ou tempo com a limpeza do equipamento. Já a via úmida é ininterrompível, pois a cada calibração é necessária lavagem e limpeza do mangote injetor do concreto, desta forma a GeoRio (1999) só recomenda esta prática para casos de grandes volumes (superiores a 5 m^3), sendo trabalhoso e custoso em pequenas obras. Entretanto, Springer (2006) nota que no caso de concreto projetado por via seca, a perda por reflexão do concreto na parede de contenção é bem maior que por via úmida, cerca de 40%.

A energia de projeção deve garantir uma boa compactação do material, a fim de obter uma resistência considerável, assim como o adensamento da superfície do solo como uma eficiente colagem. Byrne et al. (1998) demonstra o ganho de resistência do concreto projetado em relação ao tempo, seu resultado é demonstrado na Figura 16.

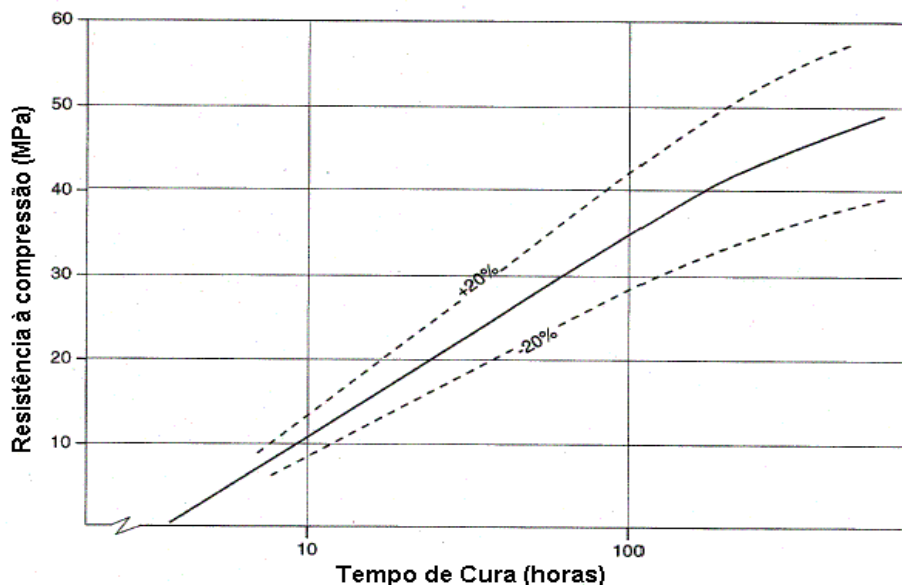
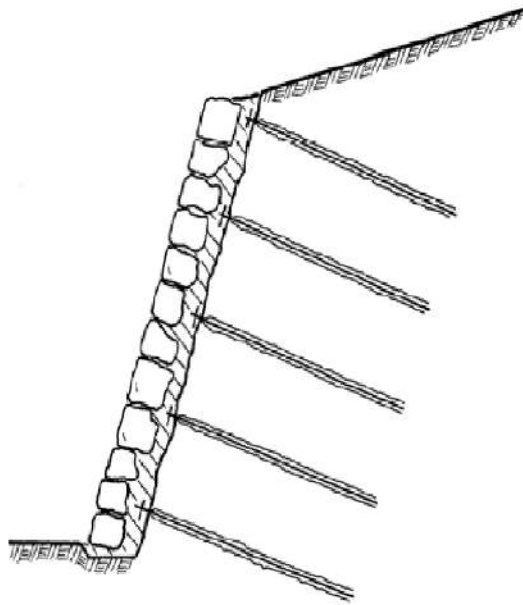


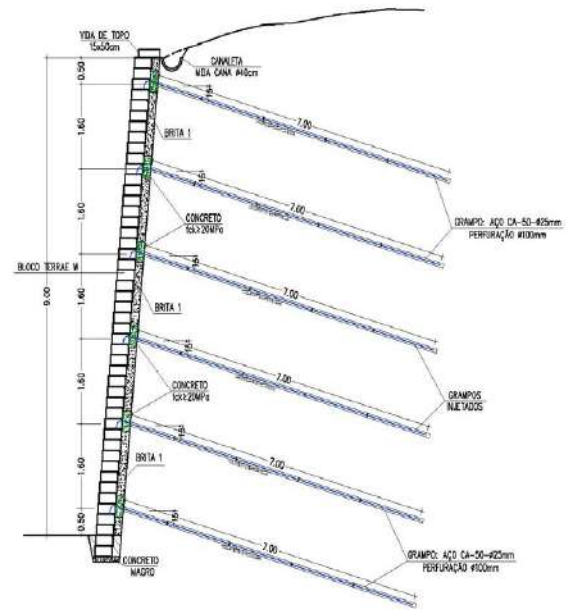
Figura 16: Resistência à compressão simples do concreto projetado (BYRNE et al., 1998).

Outros métodos de proteção de superfície são citados por Saramago et al. (2005) e Ferreira Jr. et al. (2006) como aplicação de painéis pré-fabricados para um diferente aspecto arquitetônico (Figura 17a). Segundo Clouterre (1991), a fabricação de elementos pré-fabricados da face deu-se início na França, onde Mitchell e Villet (1987) desenvolvem uma solução para abertura de poços circulares, escavados de cima pra baixo, utilizando painéis metálicos com grampos ancorados (Figura 19). Blocos pré-moldados do tipo Terrae para taludes em corte (Figura 17b) e a aplicação de placas pré-moldadas em taludes de solo residual (Figura 18) também são outras técnicas bem difundidas. Estes métodos de proteção à superfície são de fácil execução e garantem a drenagem do maciço.

Em taludes com leve inclinação, cerca de 45° , Pinto e Silveira (2001) afirmam que é viável adotar um revestimento vegetal ou grama armada (Alonso, 2005). Outra técnica citada por Flum e Rügger (2004) e Flum et al. (2005) utiliza arame de aço para a execução da malha que cobrirá a face, combinada com adequado grampeamento do talude.



(a) Revestimento de concreto projetado com painéis pré-fabricados



(b) Revestimento da face com blocos pré-fabricados do tipo Terraê

Figura 17: Revestimento da parede de solo grampeado (INGOLD, 2000 E; SARAMAGO et al., 2005).

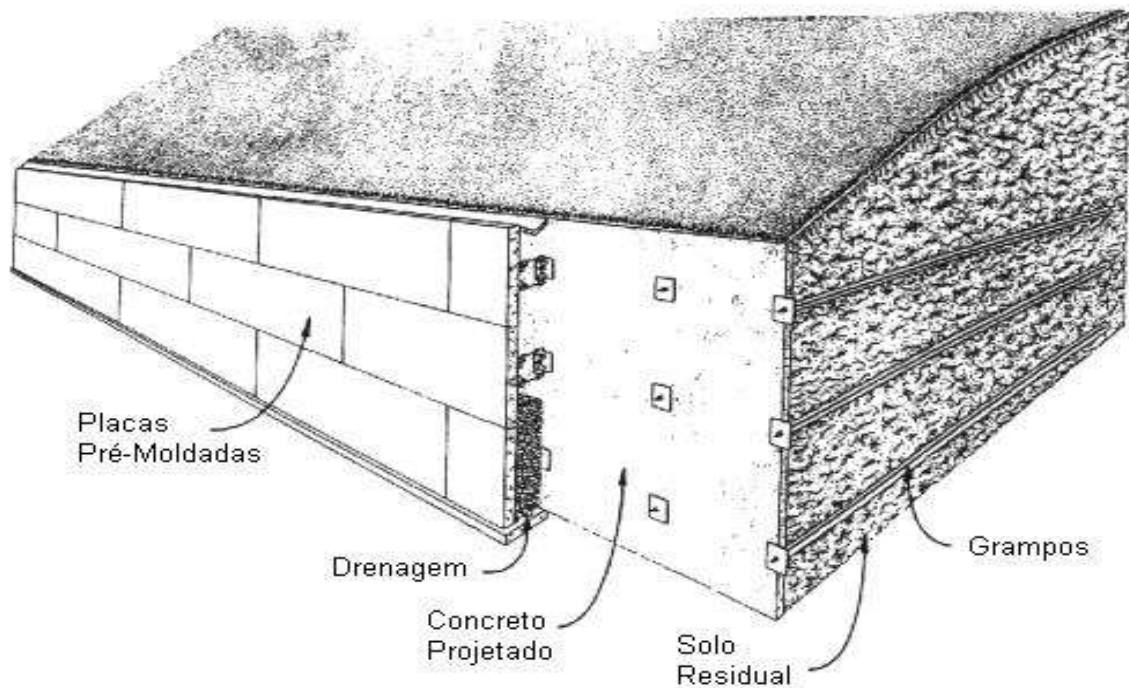


Figura 18: Placas pré-moldadas em talude de solo residual (SIGOURNEY, 1996).

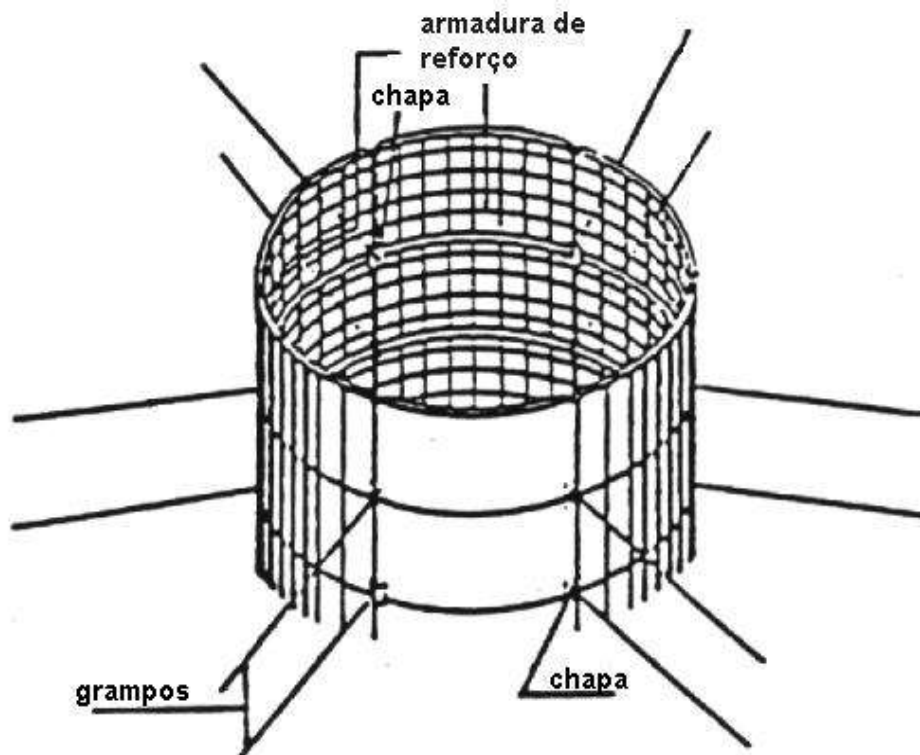


Figura 19: Suporte circular usando a técnica de solo grampeado (MITCHELL E; VILLET, 1987).

➤ Drenagem:

Um dos fatores primordiais para o bom desempenho da estrutura de contenção é a drenagem. Muitos acidentes recorrentes são causados por alguma deficiência na drenagem, o sistema de drenagem deve prevenir a geração de poropressões, proteger a face do muro contra a deterioração causada pela água e evitar a corrosão nas barras, especialmente quando a água contiver substâncias corrosivas. O aumento da poropressão pode causar perda substancial da resistência do solo ao cisalhamento podendo ocasionar uma ruptura global no maciço, além de aumentar o empuxo ativo (força de natureza ativa, a qual o solo empurra a estrutura) sobre a estrutura, aumentando a probabilidade de um deslizamento ou tombamento do muro. Por conta disto, Zirlis et al. (1999) comentam que a prática usual recomenda a execução de dispositivos convencionais de drenagem profunda e de superfície a serem considerados na fase de projeto, a fim de evitar um fluxo interno de água. Estes dispositivos devem ser instalados antes da construção da parede de concreto (Figura 20). Na execução de solos grampeados o terreno deve estar acima do nível d'água,

ou ainda que este deva ser rebaixado antecipadamente para o correto ajuste do sistema de drenagem. Snow e Cotton (2000) discutem sobre as considerações técnicas no projeto de sistemas de drenagens em escavações grampeadas.

A recomendação feita pela GeoRio para drenagem profunda é a execução de tubos sub-horizontais profundos feitos de plástico drenante e com o diâmetro de 38 mm a 50 mm (Ortigão e Sayão, 2000). Uma tela de nylon #60 ou uma tela de BIDIM OP20 deve envolver os tubos, telas que devem ser especificados em função da tipologia do terreno, evitando possível colmatção dos drenos em solos argilosos. As perfurações no solo variam de 63 mm a 100 mm de diâmetro, e o comprimento dos drenos deve necessariamente ser maior que o dos grampos, e se possível alcançar a rocha presente. O espaçamento dependerá das condições locais.

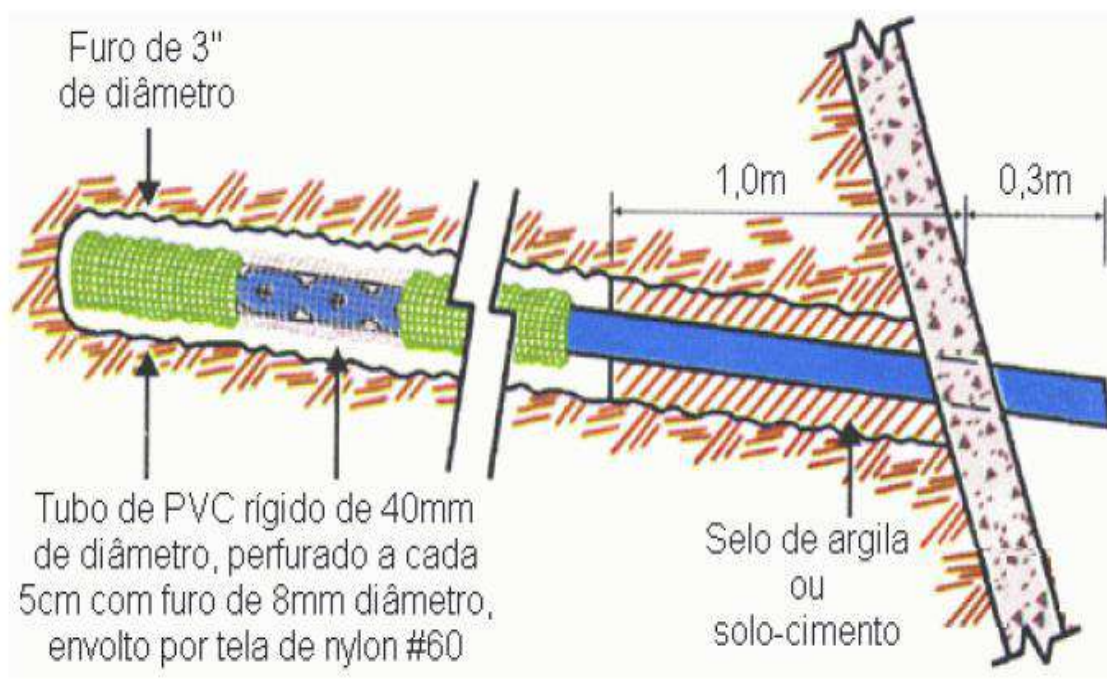


Figura 20: Detalhe do dreno profundo (ZIRLIS et al, 1999).

Para a drenagem do paramento é utilizado barbacãs ou dreno de paramento. O dreno tipo barbacã é uma espécie de drenagem pontual que consiste na escavação de uma cavidade de cerca de 40 cm x 40 cm x 40 cm, preenchida com um material arenoso ou brita, seguida de um tubo de PVC drenante que liga o material drenante (interior) à parte de fora do revestimento (exterior) com uma inclinação descendente.

Já o dreno linear contínuo ou dreno de paramento consiste na aplicação de uma calha plástica ondulada revestida por uma manta geotêxtil numa escavação cerca de 10 cm x 30 cm, da crista em direção ao pé do talude que deposita a água em uma canaleta linear. Este método que assim como as escadas de descida de água são moldadas *in loco*, é muito eficiente e simples, desta forma é muito recomendável para projeto, tais detalhes são descritos na Figura 21. (ZIRLIS et al., 1999).

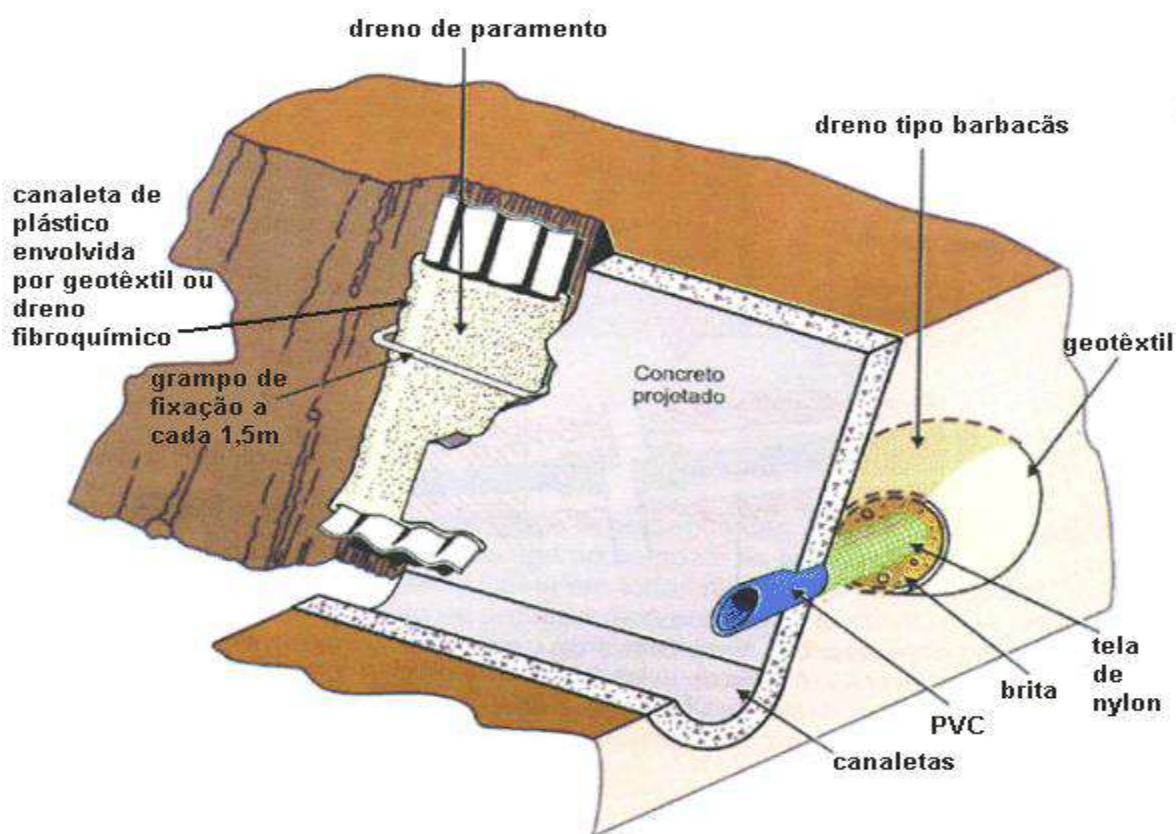


Figura 21: Drenagem superficial com dreno do paramento (ZIRLIS et al., 1999).

Um cuidado que se deve tomar é a possibilidade de carreamento de finos por ação de infiltração de água no pé do talude, causando instabilidade. Para isso é conveniente o uso de uma ficha, com o prolongamento do paramento abaixo do nível final da escavação. A tipologia do solo local, assim como a geometria do paramento determinarão a profundidade da ficha, Lima Filho (2000) cita a adoção de 40 cm de profundidade da ficha para solos em geral e 20 cm em casos de alteração de rocha.

A manutenção dos sistemas de drenagem é necessária para manter seu bom desempenho e funcionamento, porém muitas das vezes a falta desse processo compromete a estrutura. É necessária a verificação das canaletas, pois não devem

conter obstruções como sujeiras no caminho da água, verificação de trincas que podem ocasionar infiltrações, e a outra verificação de suma importância é a funcionalidade dos barbacãs, pois se obstruídos não funcionarão. Outro fator importante é a degradação do paramento, a vegetação, por exemplo, pode proteger a superfície do terreno contra erosão e dificulta a penetração de águas pluviais no solo. (SNOW E COTTON, 2000).

A Associação Brasileira de normas técnicas está formulando uma norma regulamentadora para solo reforçado, onde irá compor estruturas de solo grampeado. O presente momento a norma não está em vigor, ainda se encontra em análise.

O manual técnico da GeoRio (Ortigão e Sayão, 2000) contém recomendações para a execução da técnica, e Dias (1992) estrutura, com moldes da ABNT, uma sugestão de procedimentos básicos para a execução de estabilização de taludes com solo grampeado. Além disso, outros pesquisadores fazem recomendações da prática como Clouterre (1991 e 2002), Byrne et al. (1998), Gerscovich et al. (2002), Pitta et al. (2003), Lazarte et al. (2003) e Tan e Chow (2004).

1.2 Solo grampeado: ensaios e monitoramento

1.2.1 Ensaio de arrancamento

1.2.1.1 Conceitos

Segundo Schlosser e Unterreiner (1990) o ensaio de arrancamento ou “*pull out test*”, tem como objetivo a determinação do parâmetro de extrema importância para a análise de estabilidade de estruturas grampeadas, a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s). O esquema abaixo (Figura 22) caracteriza a geometria de ensaio.

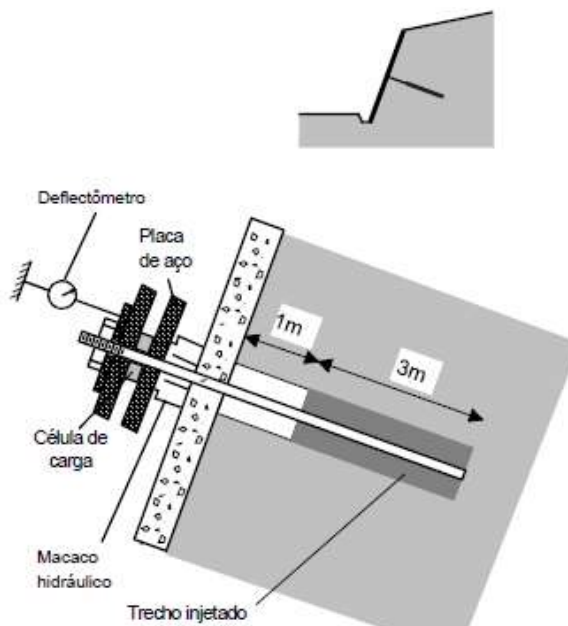


Figura 22: Ensaio de arrancamento (adaptado de Ortigão e Sayão, 2000).

Tal fator dependerá das propriedades do solo, do elemento chumbador e da interface entre os dois elementos. O fator q_s é definido pela seguinte equação:

$$q_s = \frac{T_N}{\pi \times \phi_{furo} \times L_{inj}} \quad \text{Eq. 1}$$

Onde: q_s = resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo; T_N =força normal máxima (carga que leva o grampo à ruptura por cisalhamento com o solo); ϕ_{furo} =diâmetro do furo; L_{inj} =comprimento do trecho injetado do grampo.

A técnica de execução tem que ser precisa e com as condições de contorno razoavelmente controladas, mesmo sendo um ensaio realizado em campo. Fatores como características do terreno, tipo de tecnologia empregada no processo executivo, propriedades do grampo, método de perfuração, limpeza do furo, característica da calda de cimento, emprego de aditivos, centralização da barra de aço e movimentações adjacentes ao serviço de perfuração. (Proto Silva, 2005; e Springer, 2006).

Segundo Ortigão (1997), o desempenho do grampo quanto à resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, pode ser melhorado com os seguintes cuidados:

- Limpeza do furo: a limpeza do furo durante a perfuração pode ser realizada a seco (com ar comprimido) ou utilizando água ou outro fluido na lavagem (com equipamentos rotativos);
- Materiais e fator água-cimento: empregando componentes de calda de cimento adequados, com fator água-cimento apropriado;
- Aditivos: um importante aditivo é o expensor de calda de cimento, que evita a retração e, conseqüentemente, a diminuição do atrito. Outro aditivo é o acelerador de pega, permitindo a mobilização do reforço em menor tempo;
- Tubo lateral de injeção: a utilização de uma tubulação plástica lateral de injeção deve ser prática obrigatória, especialmente em grampos longos com comprimento maior que 3 m, pois é essencial garantir que a calda preencha todo o furo;
- Espaçadores e centralizadores: são dispositivos simples que podem ser fabricados na própria obra, instalados a cada 2 m ou 3 m ao longo da barra de aço. Garantem que a barra seja centrada no furo.

1.2.1.2 Descrição do ensaio

É interessante a realização do ensaio de arrancamento, e pesquisa de parâmetros geotécnicos em materiais semelhantes e obras na mesma região, para a elaboração do projeto (ensaios e pesquisas preliminares). Todavia, a realização do ensaio durante a obra (ensaios de conformidade e de inspeção) é de extrema importância, a fim de aferir e ajustar os parâmetros de projeto e visar a estabilidade global do conjunto.

A barra de aço empregada deve ser superdimensionada para que o ensaio atinja preferencialmente a ruptura no contato calda-solo (Ortigão e Sayão, 2000). O conjunto para realização do ensaio é composto por uma barra de extensão, placas de reação e suporte (o conjunto deve estar perpendicular ao grampo, evitando a flexo-

tração), um conjunto macaco hidráulico e manômetro para aplicar a carga de ensaio, placa e porca para travamento e um sistema de medição do deslocamento, podendo ser feito manualmente ou com uso de extensômetros e sistema de aquisição de dados de forma eletrônica. A Figura 23 ilustra o conjunto.

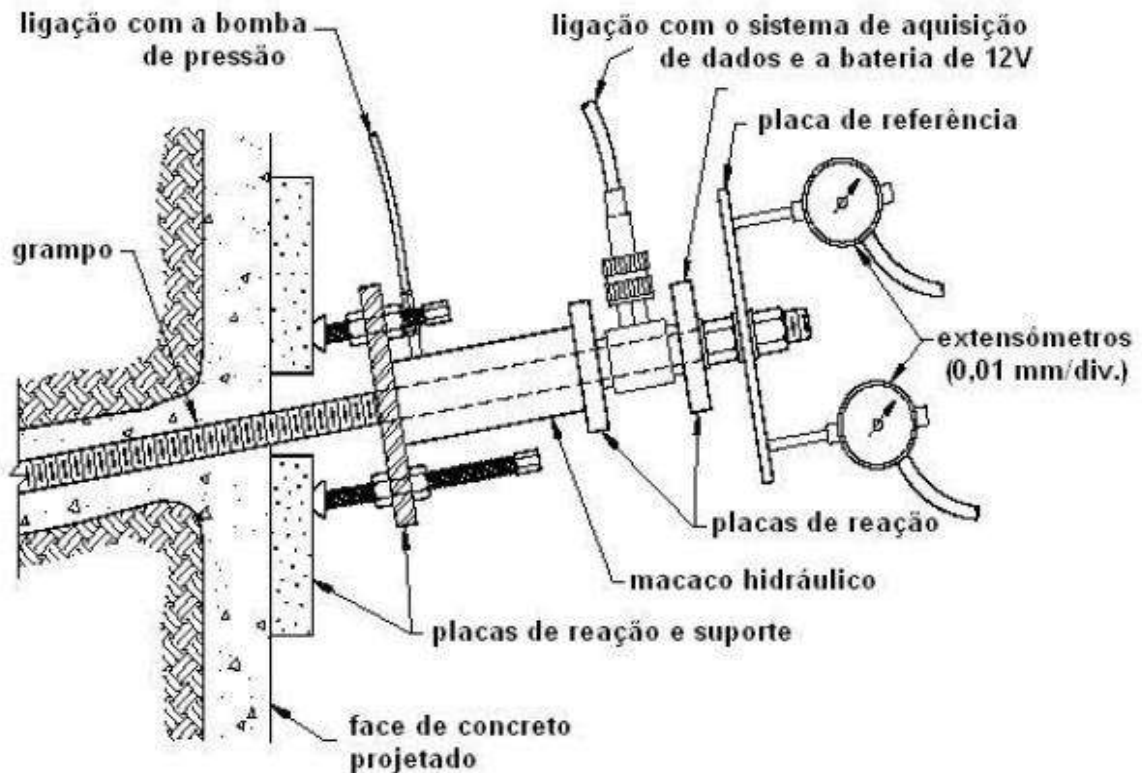


Figura 23: Ensaio de arrancamento (Lima, 2007 adaptado de Porterfield, 1994).

É importante salientar que o ensaio tem o objetivo de obter um parâmetro de resistência do elemento em relação ao solo, e não é de interesse neste ensaio chegar ao escoamento da barra de aço, inclusive pode causar acidentes durante a execução. Por esse motivo a carga máxima de ensaio (T_{\max}) é dada pela seguinte equação:

$$T_{\max} = 0,9 \times \sigma_{\text{aço}} \times A_s \quad \text{Eq.2}$$

Onde $\sigma_{\text{aço}}$ é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra.

As cargas deverão ser aplicadas em pequenos estágios que não excedam 20% da carga máxima esperada, aguardando-se pelo menos 30 minutos para estabilização

das deformações. Durante este tempo, a carga é mantida constante e os deslocamentos são lidos a intervalos de 0, 1, 2, 4, 8, 15 minutos.

Deverá ser executado pelo menos um ciclo de carga-descarga, que deverá ser iniciado quando a carga for da ordem da metade estimada da carga total máxima esperada.

A medição da carga de tração aplicada deve ser medida por uma célula de carga com acurácia entre 0,5% e 1%, como na maioria dos transdutores elétricos. O uso de macaco bomba aferido deve ser evitado, pois os erros são frequentemente significativos (Ortigão, 1997). Mais detalhes sobre o procedimento do ensaio são apresentados por Falconi e Alonso (1996 e 1997), Clouterre (1991), Byrnes et al. (1998), Ortigão e Sayão (2000), Proto Silva (2005) e Springer (2006).

1.2.1.3 Resultados típicos e estimativas de q_s

Diversas publicações registram diferentes valores de q_s para diferentes localizações e tipos de material, tais registros são de extrema importância para a concepção de um projeto e verificar se os valores dos parâmetros adotados condizem com a literatura e elementos já estudados. Se muito discrepantes devem ser novamente analisados.

Além da pesquisa é aconselhável a realização do ensaio antes do início da obra e verificação da sensibilidade do coeficiente de segurança ao valor de q_s , face a variabilidade deste parâmetro em função do tipo de solo e metodologia executiva (Sandroni e da Silva, 2005), e posterior aferição em ensaios realizados durante a execução.

Lazarte et al. (2003) apresenta na Tabela 6, valores típicos da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, para grampos cravados e perfurados, instalados em vários tipos de solos com diferentes metodologias executivas.

Tabela 6: Estimativa da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, q_s .

Material	Método Construtivo	Tipo de Solo/Rocha	q_s (kPa)
Solos Coesivos	Perfuração rotativa	Areia/pedregulho	100-180
		Silte arenoso	100-150
		Silte	60-75
		Solo Residual	40-120
		Colúvio (+finos)	75-150
	Grampos Cravados	Areia/pedregulho (pequeno cobrimento)	190-240
		Areia/pedregulho (elevado cobrimento) Colúvio	280-430 100-180
Perfuração a trado	Silte arenoso (aterro)	20-40	
	Silte arenoso Silte argilo-arenoso	55-90 60-140	
"jet grouting"	Areia	380	
	Areia/pedregulho	700	
Solos granulares/finos	Perfuração rotativa	Silte Argiloso	35-50
	Grampos cravados	Areia Siltosa	90-140
	Perfuração a trado	"loess"	25-75
		argila mole	20-30
		argila rija	40-60
Silte argiloso rijo areia argilosa (calcárea)		40-100 90-140	

Fonte: Lazarte et. al. (2003) apud Elias e Juran (1990).

Diversos trabalhos realizados como Pitta et al. (2003), que relataram detalhes executivos de ensaios de arrancamento em argila porosa e silte argiloso, em diversas obras em São Paulo com valores médios de q_s entre 100 e 150 kPa .

Proto Silva (2005) realizou 8 ensaios de arrancamento em uma obra de solo grampeado em solo residual de gnaiss. Os resultados de ensaios de arrancamento obtidos forneceram valores de q_s entre 166 kPa e 280 kPa. O autor também realizou ensaios de cisalhamento direto no solo e na interface solo/nata de cimento para avaliação das propriedades mecânicas destes materiais (Proto Silva et al., 2006).

Springer (2006) estudou os principais fatores de influência na resistência ao arrancamento de grampos. Foram realizados 25 ensaios de arrancamento em solo residual de gnaiss em grampos instrumentados com "strain-gauges". A resistência

ao arrancamento de grampos com uma injeção compreendeu valores entre 94 kPa e 162 kPa, enquanto que grampos com duas injeções apresentaram resultados entre 159 kPa e 217 kPa.

Com uma série de trabalhos como os citados, Sandroni e da Silva (2005) apresentam uma coletânea dos valores de q_s obtidos nestes ensaios resumidos na Tabela 7, que fora descrita e adaptada por Lima (2007).

Tabela 7: Ensaios de arrancamento em solos brasileiros

Dados gerais			Resistência ao cisalhamento solo-grampo (q_s)					Observações			
Caso	Nº de ensaios	Procedimento Executivo	Média	Desvio Padrão	Coef. de Variação (%)	Máx.	Min.	Tipo de Solo	N(SPT)	Local	Referência
1	2	ND	250	NC	NC	250	250	Residual arenoso	ND	Morro da Formiga (RJ)	Ortigão et al. (1992b)
2	3	ND	123	NC	NC	100	150	Argila porosa	1	Brasília	Ortigão (1997)
3	3	A	272	NC	NC	257	280	Residual de gnaiss e saprolito	ND	Linha Amarela (RJ)	Pinto e Silveira (2001)
4	6	A	245	30	12	270	204	Residual de paragnaisse e dique de riolito	ND	Morro Petrópolis, Porto Alegre (RS)	Azambuja et al. (2001 e 2003)
5	1	A	141 (108)	NC	NC	NC	NC	Argila vermelha porosa	2 a 10	Hosp. Benef. Portuguesa (SP)	Pitta et al. (2003)
6	3	A	134 (58)	NC	NC	155	92	Argila silto-arenosa vermelha	4 a 10	Rua Bahia (SP)	Pitta et al. (2003)
7	4	A	123 (85)	4	3	126	119	Silto-argiloso	4 a 10	Rua Indubel, Guarulhos	Pitta et al. (2003)
8	4	ver nota 3	208	63	30	295	145	Residual gnáissico maduro amarelo	3 a 8	Rua Ati (RJ)	Feijó e Ehrlich (2001 e 2005)
9	6	ver nota 3	152	58	38	248	95	Residual leptinito silto-arenoso	8 a 30	Rua Cardoso Jr. (RJ)	Feijó e Ehrlich (2001 e 2005)
10	6	A	255	22	9	280	216	Residual gnáissico silto argiloso e silto arenoso	25 a 35	Morro do Palácio, Niterói	Proto Silva (2005)
11	5	A	108 (71)	6	6	114	99	Argilo arenoso	6 a 8	Av. Oscar Americano (SP)	Pitta et al. (2003)
12	4	A	52 (32)	14	27	71	40	Silte arenosos com mica	2 a 6	Campo de provas Solotrat	Souza et al. (2005)
13	1	A	50	NC	NC	50	50	Argila silto-arenosa	ND	Talude rodoviário (SP)	Alonso (2005)
14	2	ND	162	NC	NC	ND	ND	Argila média a rija com areia fina	6 a 18	Zona Franca de Manaus	Moraes e Arduino (2003)
15	25	C	170	NC	NC	217	94	Solo residual de gnaiss	9 a 35	Morro do Palácio, Niterói	Springer (2006)

Fonte: Adaptado por Lima (2007), apud Sandroni e da Silva (2005).

NOTAS: 1- Ensaios de arrancamento em grampos com comprimento igual a 3 m ou 6 m. Valor de q_s não afetado pelo comprimento. 2- Valores de média entre parênteses nos casos 5, 6, 7, 11 e 12 são para grampos executados sem injeção. 3- Artigo não detalha o procedimento. Grampos podem ser apenas com bainha, sem injeção posterior ou, podem ter utilizado procedimento B.

SÍMBOLOS: NC = não cabível; ND = não disponível

Procedimento A = (a) furação rotativa ou rotopercussiva com $\phi_{\text{furo}} \geq 75$ mm, tomando particular cuidado na limpeza do furo; (b) inserção da barra, devidamente protegida contra corrosão, com espaçadores, junto com tubo de injeção perdido, dotado de válvulas “manchetes” a cada 0,50 a 1,00 m; (c) formação da “bainha” por preenchimento do furo, do fundo para a boca, com calda de água e cimento (fator a/c = 0,50 a 0,60), obtida em misturador de alta turbulência, através de tubo auxiliar removível; (d) espera mínima de 4 horas e máxima de 12 horas; (e) injeção da calda (com as mesmas características), com bomba de injeção capaz de pressão de pelo menos 1000 KPa (10 kgf/cm²) e vazão superior a 1,8 m³/h (30l/min.) através do tubo de injeção (Dias, 2005; Zirlis et al., 1999).

Procedimento B = igual ao primeiro até a etapa (c), exceto que não se coloca o tubo junto à barra. Em seguida, sem esperar a pega da calda, obtura-se o topo do furo e injeta-se, com a bomba, promovendo a expansão da bainha como um todo (Dias, 2005). Costuma-se utilizar um aditivo expensor na argamassa, para evitar que a retração resulte em deslocamento e possível perda de aderência.

Procedimento C = semelhante ao A. Em alguns casos, sem lavagem do furo, com uma ou mais injeções e tempo de cura maior que 12 horas.

1.2.1.4 Correlações empíricas a partir de valores de q_s

Diversos autores como Costa Nunes (1987), Ortigão e Palmeira (1997), Falconi (2005), Springer (2006) e Beloni (2010) desenvolveram relações empíricas para a determinação do valor da resistência ao cisalhamento solo-grampo (q_s) utilizando dados obtidos na caracterização do solo, essas relações foram feitas através de experiências da prática.

Em 2005, Proto Silva desenvolveu uma correlação semi-empírica em função dos parâmetros de resistência do solo e interação solo/nata para a determinação da resistência ao arrancamento (q_s), admitindo-se que o mecanismo de transferência de carga na interação solo/grampo se dá pelo deslizamento da nata de cimento no contato com o solo.

Em ensaios de laboratório o autor pode observar a semelhança dos valores de resistência ao cisalhamento na interface solo/grampo encontrados, com os resultados em campo ao arrancamento. A partir desta conclusão, o autor acredita que o valor da resistência ao cisalhamento solo/grampo (q_s) estaria deduzido na seguinte equação encontrada nos ensaios laboratoriais:

$$q_s = \tau_{\text{máx}} = \lambda_1 \times (C'_a + \sigma_{ng} \times tg \delta')$$
Eq. 3

Onde: q_s = resistência ao arrancamento; $\tau_{\text{máx}}$ = resistência ao cisalhamento no contato solo-nata; λ_1 = fator de carga; σ_{ng} = tensão normal aplicada ao grampo; c'_a = adesão da interface; δ' = ângulo de atrito da interface.

Na equação é introduzido um fator de carga (λ_1) que envolve um conjunto de condicionantes de interação solo/grampo, tais como:

- i. Fator de escala;
- ii. Interação física entre a nata de cimento e o solo;
- iii. Sucção dos solos não saturados;
- iv. Efeito tridimensional do grampo;
- v. Condicionantes de projeto (espaçamento entre os grampos);
- vi. Efeitos da reinjeção dos grampos estudados.

A determinação do fator de carga através de análises matemáticas pode ser muito complexa ou impossível. Portanto, uma alternativa seria a determinação experimental através de um maior número de ensaios que considerassem os efeitos de interação. O fator de carga assim determinado consideraria todos estes efeitos de interação para a determinação da resistência ao arrancamento, com base em ensaios de laboratório (Proto Silva, 2005).

Em 2017, D'Hypolito (2017) em sua dissertação de mestrado analisa um extenso banco de dados para criar uma relação entre o N_{SPT} e o q_s . Em sua primeira relação foram plotados todos os ensaios disponíveis com N_{SPT} , totalizando 334 ensaios executados a prática brasileira (Figura 24).

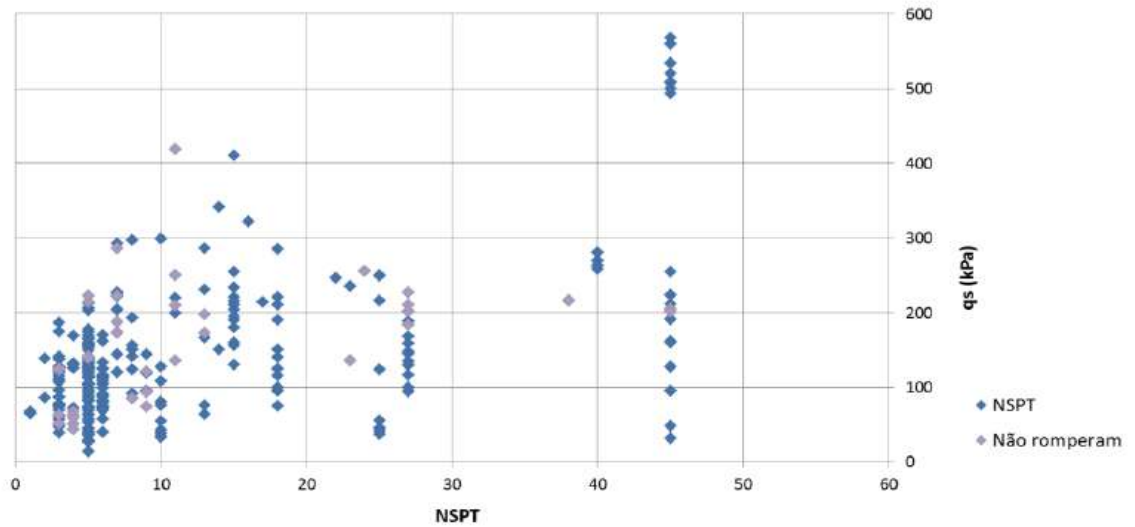


Figura 24: Correlação entre q_s e N_{SPT} de 334 ensaios de arrancamento (D'HYPPOLITO, 2017).

Alguns pontos do ensaio não possuíam valores registrados de N_{spt} , desta forma o N_{SPT} de 92 ensaios foi estimado para incluí-los na correlação, que foi feita analisando o tipo de solo e região, além das características mecânicas do solo local. Obtendo como resultado o gráfico demonstrado na Figura 25, e nela é possível observar a dificuldade de encontrar qualquer relação em função matemática para o comportamento da curva.

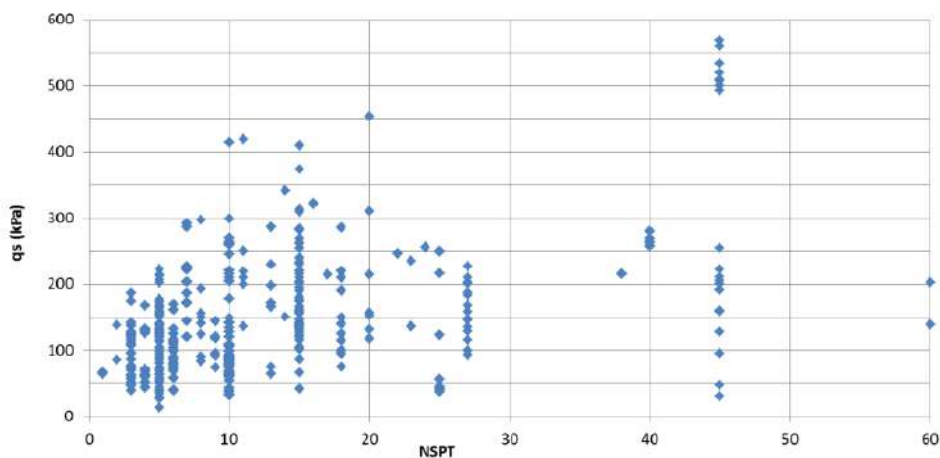


Figura 25: Correlação entre valores de q_s e N_{SPT} medido e estimado de 426 ensaios de arrancamento (D'HYPPOLITO, 2017).

Com intuito de tentar caracterizar uma forma racional de comportamento do gráfico foram definidos limites, inferior e superior, desta forma foi possível traçar relações em curva. São observados que 58% dos resultados de ensaio de arrancamento situam-se entre as curvas, 11% abaixo do limite inferior e 31% acima do limite superior. A autora da correlação determina um intervalo entre as curvas limite próximo a 100 kPa, para padronizar o método e evitar falhas bruscas (Figura 26).

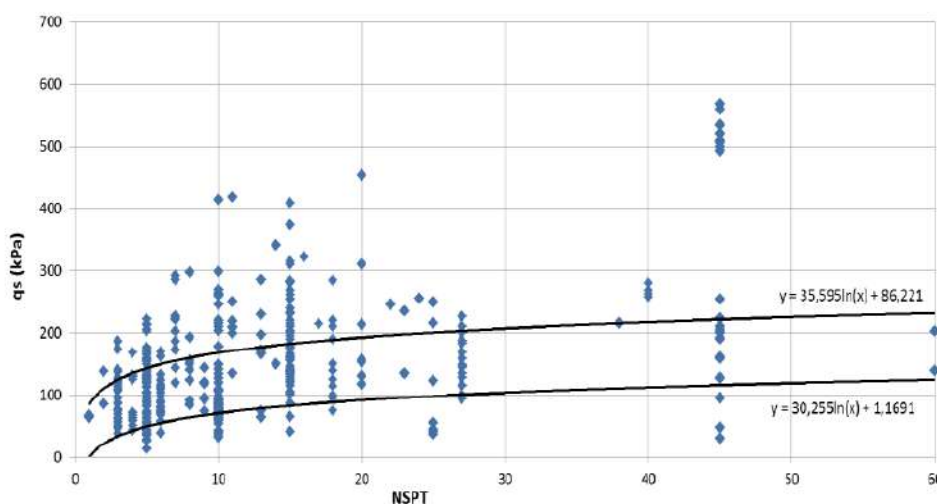


Figura 26: Correlação entre valores de q_s e N_{SPT} medido e estimado de 426 ensaios de arrancamento com limites superior e inferior (D’HYPPOLITO, 2017).

1.2.2 Deformações e deslocamentos na face do solo grampeado

Ao se iniciar uma obra de escavação começam as deformações no maciço onde certa massa foi deslocada, que podem continuar progredindo após o término da obra. As movimentações durante ou imediatamente após a escavação ocorrem devido ao desconfinamento do material e acomodação à nova face do maciço, a maioria das deformações acontecem nesse estágio. Entretanto, as deformações posteriores a execução são associadas à relaxação de tensões e movimentações de “*creep*”, as quais podem causar aumento nas forças axiais nos grampos.

Como o solo grampeado é executado de cima para baixo, seguindo o sentido progressivo da escavação, seus maiores deslocamentos horizontais ocorrem ao topo da face de escavação, regredindo até a base da estrutura de contenção. Como

descrito pela Figura 27. Clouterre, em 1991, realizou experimentos que definiriam a magnitude destes deslocamentos, caracterizados pelos gráficos nas Figuras 28 e 29.

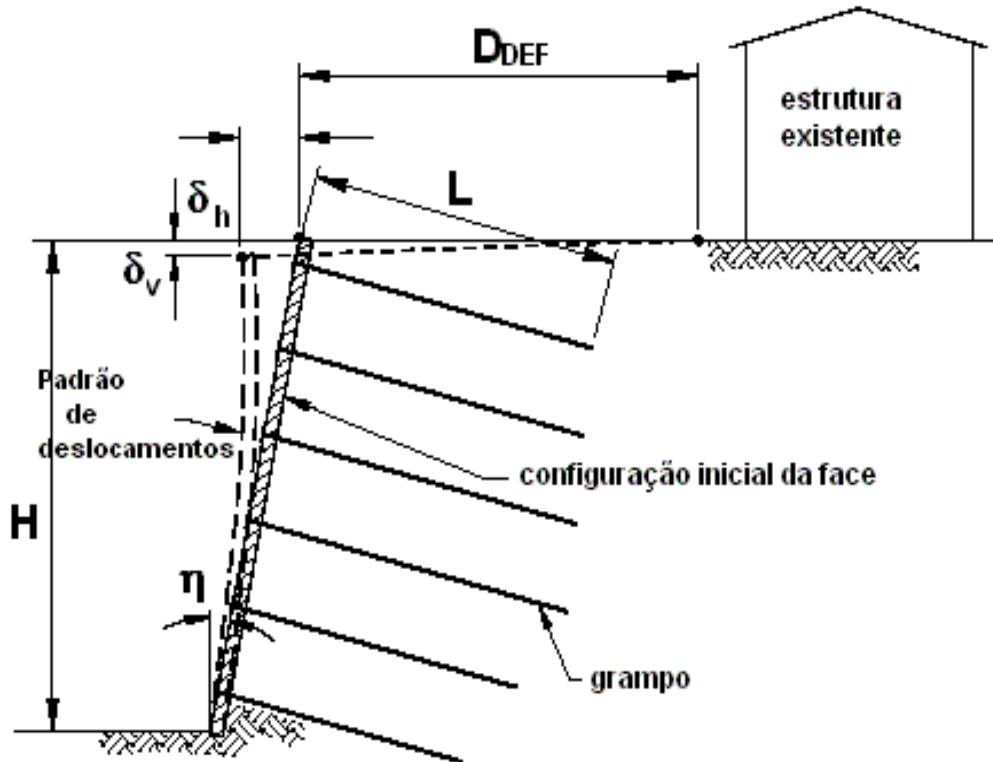


Figura 27: Esquema das deformações em taludes grampeados (modificado de Byrne et al., 1998).

Onde δ_h é o deslocamento horizontal máximo no topo da escavação próximo à face; δ_v é o deslocamento vertical máximo no topo da escavação próximo à face; e D_{def} é o limite de influência das deformações (afetado pela execução da estrutura), este parâmetro permite checar a distância tolerável, às estruturas existentes, de modo que estas não sofram recalques diferenciais.

Em todos os casos instrumentados pelo autor, os valores de δ_h no topo da face de escavação se aproximaram dos deslocamentos verticais δ_v .

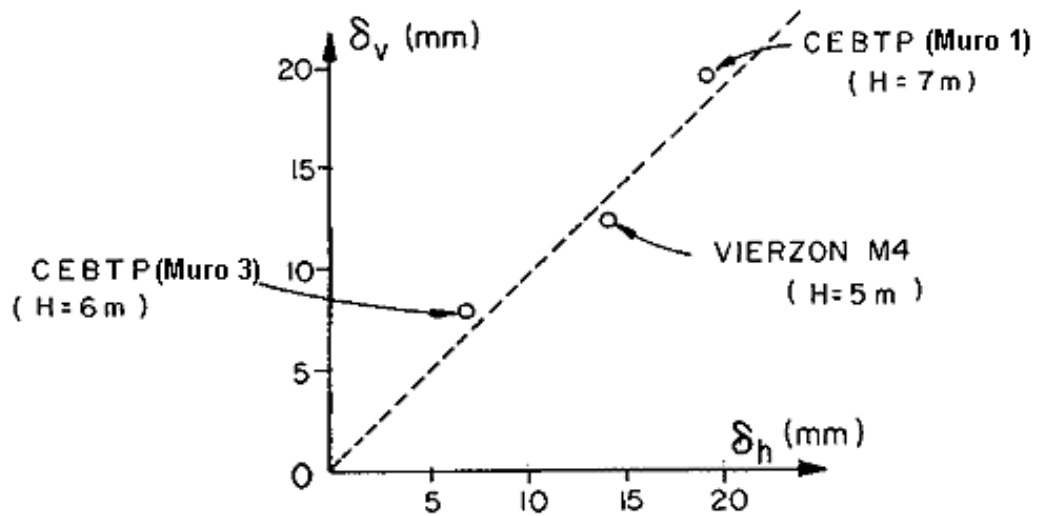


Figura 28: Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).

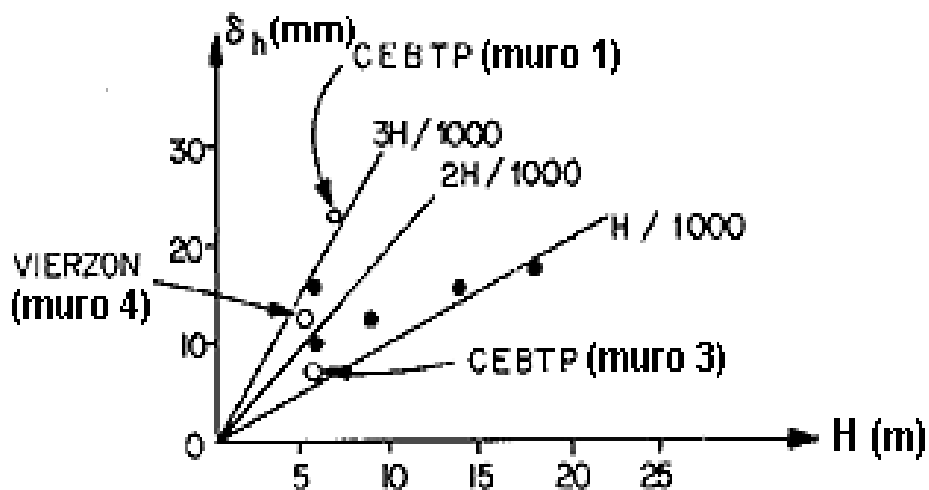


Figura 29: Variação dos deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).

Segundo as observações de campo, no estágio final da construção, estes deslocamentos variam entre 0,10% H e 0,30% H, sendo reduzidos à medida que se distanciam da face. Variações de 0,07% H a 0,30% H foram observadas em obras nos Estados Unidos e entre 0,25% H a 0,30% H na Alemanha (Schlosser et al., 1992). Em observação aos resultados, foi desenvolvida a equação 4 onde D_{def} é função do tipo de solo, representado pelo coeficiente empírico (k), da inclinação da parede (η) e da altura total do talude grampeado (H):

$$D_{def} = (1 - \tan\eta) \times h \quad \text{Eq. 4}$$

A Tabela 8 fornece os valores típicos de κ , além de valores máximos de deslocamentos verticais e horizontais máximos, baseados em resultados empíricos:

Tabela 8: Valores típicos de κ e deslocamentos verticais e horizontais máximos baseados em resultados empíricos.

Parâmetro	Tipo de Solo		
	Alteração de Rocha	Solos arenosos	Solos argilosos
$\delta_h = \delta_v$	0,10% H	0,20% H	0,30% H
coeficiente k	0,8	1,25	1,5

Fonte: Clouterre,1991.

Lima (2007) descreve os parâmetros que influenciam nos deslocamentos na face da escavação:

- Velocidade da construção da estrutura;
- Altura dos incrementos de escavações e espaçamento entre grampos;
- Comprimento dos grampos;
- Fator de segurança da parede de solo grampeado (quando os valores são baixos, os deslocamentos horizontais e verticais tendem a ser altos);
- Relação L/H;
- Inclinação e rigidez à flexão dos grampos;
- Capacidade de suporte do solo da fundação da estrutura de solo grampeado;
- Inclinação da parede (a inclinação reduzida da parede reduz os deslocamentos no topo, aumentando a estabilidade da estrutura).

Além das análises de deformação de magnitude decrescente do topo ao pé da escavação, deve-se atentar ao efeito de arqueamento na estrutura uma maior densidade de elementos de contenção e distribuição do pé ao topo da escavação reduz a possibilidade de ocorrência desse efeito. Além disso não deve-se exceder a altura crítica de escavação, visando manter a estabilidade, citada anteriormente em 1.1.4.

O fenômeno de “*creep*” ou fluência ocorre após o término da escavação tem sido recorrente em casos de obra (Plumelle et al., 1990). Isto acarreta um aumento suave nos deslocamentos e nos esforços nos grampos, especialmente naqueles

situados próximos à base da escavação. Unterreiner et al. (1995), demonstra através de instrumentação de campo em estrutura de solo grampeado na França, aumentos consideráveis de deslocamentos, durante um período de interrupção da obra, atribuídos ao efeito de “*creep*” (ou fluência).

1.2.3 Obras de solo grampeado instrumentadas

A estrutura de contenção em solo grampeado visa o ganho de estabilidade na inclusão de elementos resistentes a flexão composta que formaram uma região plastificada de reforço ao solo, inibindo deformações do maciço. Entretanto, os deslocamentos acontecem e devem ser monitorados a fim de classificar o risco de mobilização total da contenção e consequente colapso.

Obras de solo grampeado com maiores alturas e mais verticais devem ser submetidas a um maior grau de atenção, sendo necessária a instrumentação dos deslocamentos.

Além da medição dos esforços mobilizados nos grampos ao longo das diversas etapas executivas.

1.2.3.1 Parâmetros a serem monitorados

Assim como citado anteriormente, o parâmetro que deve-se ter maior atenção é a movimentação da face, tanto na horizontal como na vertical. Esses parâmetros podem ser medidos com a utilização de inclinômetros e monitoramento topográfico de marcos superficiais. Deve ser observada visualmente a integridade das construções vizinhas, especificamente próximas ao topo do talude. A presença de trincas ou fissuras pode ser um indicativo de movimentação.

Lima (2007) cita outros parâmetros importantes à serem monitorados:

- Deterioração do revestimento da face e/ou movimentações localizadas: podem ser observadas durante inspeções diárias ao longo da execução da obra e, eventualmente, utilizando-se medidores de trincas;

- Drenagem da massa reforçada: pode ser monitorada visualmente ou por piezômetros instalados no talude;
- Esforços atuantes nos grampos, com especial atenção para a magnitude e localização dos esforços axiais máximos: medidores de carga ou deformação tais como os “*strain-gauges*” instalados ao longo do comprimento do grampo determinam a magnitude e localização dos esforços axiais máximos no reforço. Idealmente, os “*strain-gauges*” devem ser colados em pares diametralmente opostos, para se avaliar o efeito da flexão nos grampos. Em geral, são fixados a cada 1,5 m;
- Esforços atuantes na extremidade do elemento de reforço, próximo à face de escavação: podem ser obtidos com o auxílio de células de carga instaladas na extremidade do grampo (próxima à face) ou por leituras dos “*strain-gauges*” localizados na região de interesse;
- Precipitação pluviométrica: podem ser utilizados pluviômetros do tipo gangorra ou báscula;
- Infiltração da água no terreno: provoca redução da sucção e aumento de poropressões e, conseqüentemente, pode causar deslocamentos do talude. Pode ser avaliada com o auxílio de piezômetros e indicadores de nível d’água.

1.2.3.2 Instrumentos típicos de monitoramento de taludes grampeados

- **Inclinômetro**

Este instrumento tem como função principal a medição dos deslocamentos horizontais do maciço em profundidade. A possibilidade de aquisição de dados ao longo do tempo permite determinar a progressão dos movimentos e uma eventual superfície de ruptura.

O instrumento é composto por uma haste cilíndrica, sensores de inclinação, quatro rodas embutidas lateralmente que se encaixam nas ranhuras dos tubos de inclinometria para a execução da leitura. Os tubos podem ser de alumínio ou plástico com diâmetro na ordem de 80 mm (Figura 30). Tal tubo deve ser posicionado à crista

do talude e decorrer por toda profundidade da face, é aconselhável que a profundidade do tubo seja pelo menos 3 m mais profundo que o fundo da escavação ou pé do talude.

A leitura dos deslocamentos deve ser realizada em intervalos constantes, em que o aparelho irá medir a inclinação do tubo, e assim calcular o deslocamento.

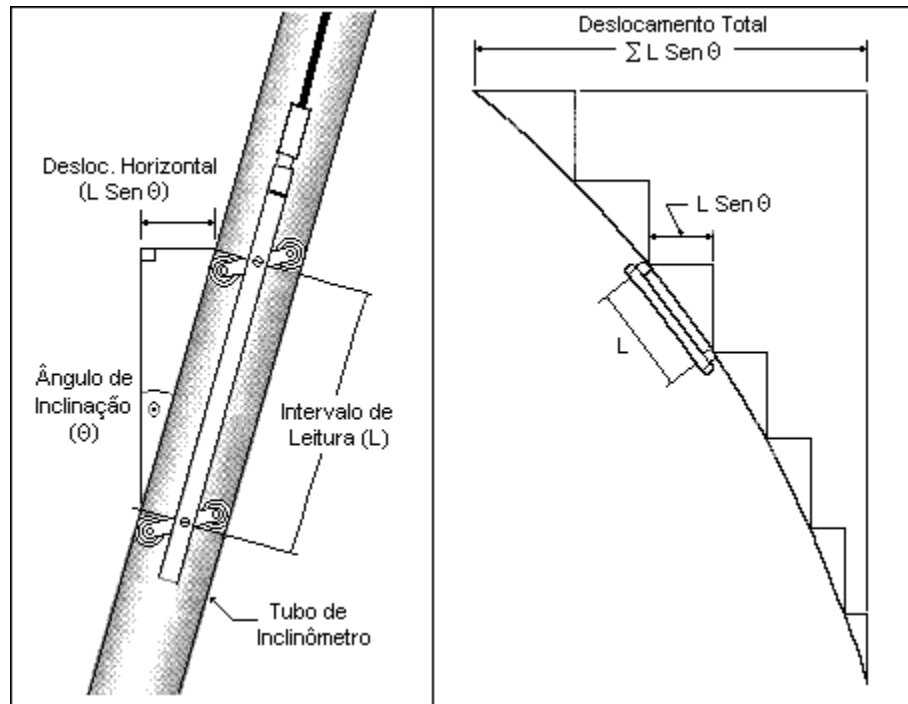


Figura 30: Cálculo dos deslocamentos horizontais (SIEIRA, 1998).

O furo de sondagem deve ter um diâmetro de 20 mm a mais que o tubo de inclinômetro, e no intervalo entre tubo e parede de solo deve ser feito um preenchimento com mistura de calda de cimento-bentonita (1:10), pelo método ascendente e através de mangueira de injeção, a sequência executiva é ilustrada abaixo. Deve-se evitar a utilização de areia, pois esta alternativa causa maior dispersão de resultados (Cruz, 1996). É importante ressaltar que, no fundo do furo de sondagem, o tubo de acesso do torpedo deve estar bem ancorado. Adicionalmente, visto a necessidade de conservar os tubos desobstruídos, deve ser prevista a construção de caixas de proteção de acesso ao interior do tubo, assim como ilustrado na Figura 31 por Ortigão e Sayão (2000).

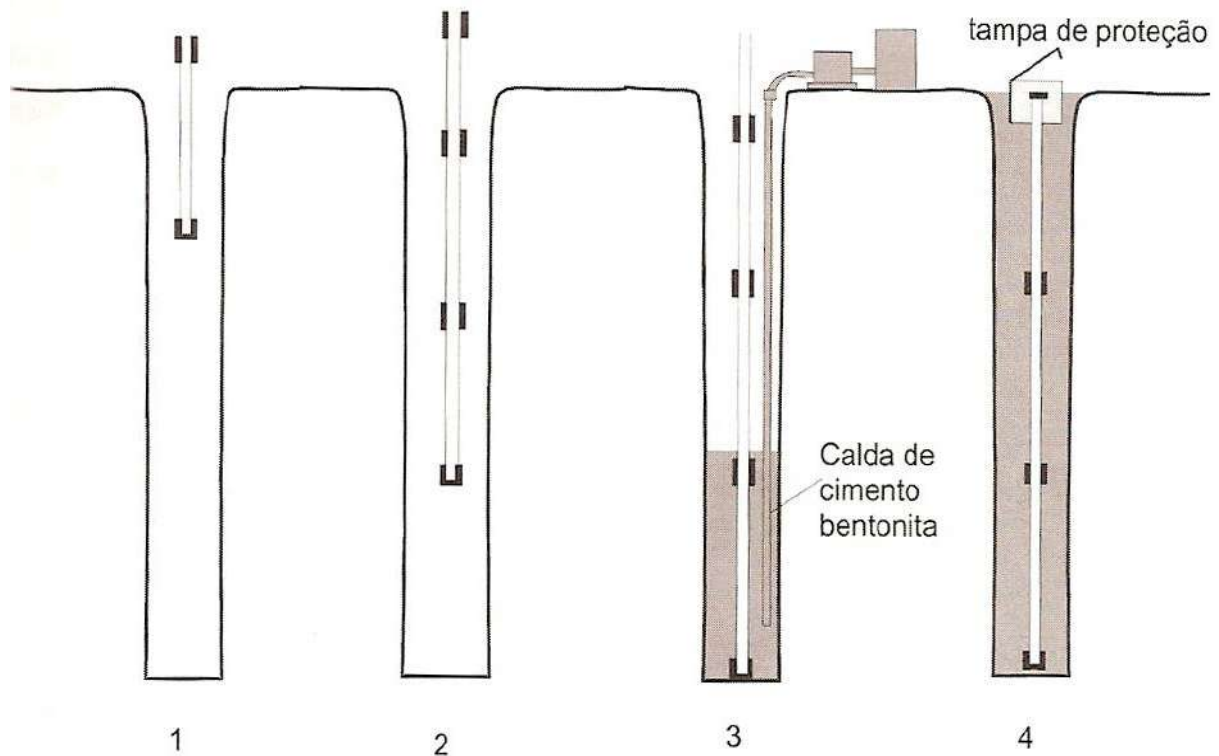


Figura 31: Etapas de instalação do tubo de acesso (Ortigão e Sayão, 2000).

Alguns fatores podem afetar a precisão das leituras, tais como: a precisão do transdutor, projeto e estado das guias das rodas, alinhamento do tubo, procedimento de reaterro do tubo, efeito da variação de temperatura (em tubos plásticos), manuseio da sonda e distância entre as leituras (a máxima precisão alcançada é aquela que emprega um intervalo de leitura igual ao espaçamento entre as rodas).

No Brasil, as unidades de leitura mais utilizadas são da marca SINCO (*"Slope Indicator Company"*), existentes em dois modelos: série 200-B e Digitilt. As diferenças mais significativas entre os dois modelos dizem respeito à resolução e precisão, Figura 32. O modelo Digitilt tem resolução dez vezes maior e a precisão cinco vezes melhor que o (Cruz, 1996), além disso esse modelo faz a leitura automática do outro sentido através de um acelerômetro, ou seja, para a leitura deve ser posicionado o instrumento no sentido da direção preferencial de movimento (A0), que irá medir A+ e B+ e após esta leitura deve-se girar o aparelho 180°, onde fará a leitura A- e B-. A Figura 33 ilustra as direções do equipamento.



Figura 32: Equipamento de inclinômetro tipo “Digitilt” (SINCO, 2004).

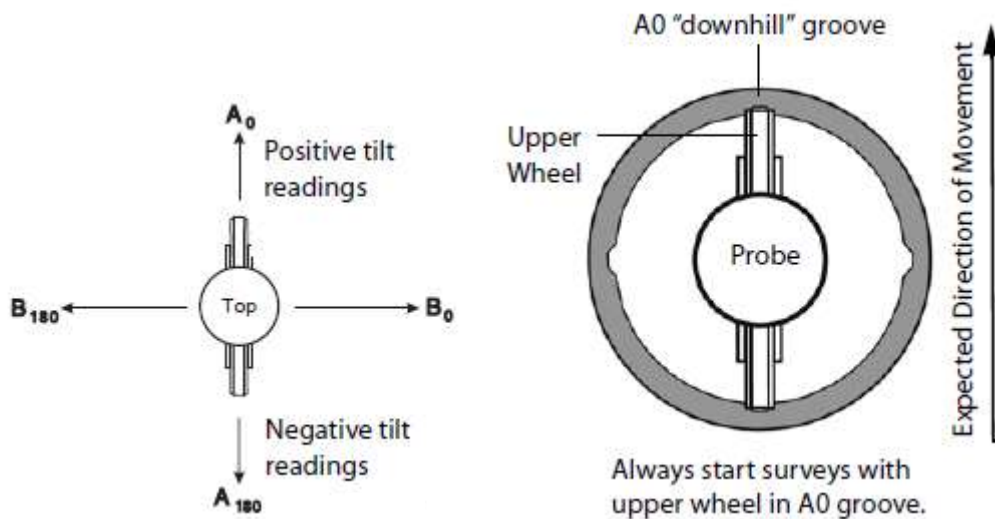


Figura 33: Orientações de posicionamento do instrumento (Manual do “*Digitilt inclinometer probe – Slope Indicator*”, 2011).

1.2.3.3 Métodos de monitoramento

A instrumentação de estruturas em solo grampeado deve ser feita com usos de inclinômetros, marcos superficiais no topo da estrutura, células de carga e “*strain-gauges*”. Os inclinômetros e os marcos superficiais devem ser usados para medir a movimentação da massa de solo reforçado em diferentes pontos durante e após a construção. Células de carga devem ser instaladas na extremidade de grampos pré-definidos (junto à face) para se medir os esforços de tração na cabeça do elemento

de reforço. Os “*strain-gauges*” devem ser colados em grampos pré-definidos para se obter a distribuição e desenvolvimento dos esforços atuantes nas barras, os quais acarretarão em informações importantes para o aperfeiçoamento da técnica. É recomendável que o monitoramento seja realizado por um período mínimo de 2 anos após a construção da estrutura. (Byrne et al., 1998; Lazarte et al., 2003).

Sandroni e da Silva (2005) sugeriram que o maciço em solo grampeado deve, preferencialmente, ser instrumentado com inclinômetros e, se for o caso, com piezômetros de tubo aberto e medidores de nível d’água. Além disso, os deslocamentos devem ser medidos em diversos marcos superficiais na face e na superfície do terreno com nível óptico ou com estação global. O projeto deve especificar a instrumentação e fixar um programa mínimo de leituras, em função das sucessivas etapas da obra.

1.2.3.4 Casos históricos de taludes instrumentados

No início da década de 70, os programas de monitoramento e instrumentação em solo grampeado foram surgindo em países como Alemanha (Gässler, 1990 e 1991), Estados Unidos (Shen et al., 1981) e França (Clouterre, 1991).

Três obras de solo grampeado foram monitoradas na França entre 1986 e 1991, com utilização de inclinômetros, ensaios de arrancamento e utilização de “*strain-gauges*”, pelo projeto nacional de pesquisa de Clouterre (1991). Tal instrumentação observou-se deslocamentos horizontais da massa reforçada, os quais foram medidos com o auxílio de 3 inclinômetros instalados a distância de 2, 4 e 8 m da face. As forças axiais nos reforços foram calculadas a partir da instalação de “*strain-gauges*” a cada 0,5 m em todos os grampos. Ao final da construção conclui-se que os deslocamentos horizontais ao topo eram cerca de 0,30% H. Também foi observado que os esforços axiais nos grampos superiores localizaram-se entre 2,0 m e 2,5 m da face e não junto à parede da escavação, Figura 34. (Plumelle et al., 1990).

O programa englobou a instrumentação de 4 seções típicas e teve como objetivo abordar o desenvolvimento das tensões nos grampos e os deslocamentos da massa grampeada durante a construção e vida útil da estrutura. Foram instalados 1 tubo de inclinômetro e 40 “*strain-gauges*” em cada seção. Os resultados da instrumentação não foram publicados no trabalho. A Figura 36 ilustra a seção típica instrumentada, e infelizmente os resultados dessa instrumentação não foram publicados.

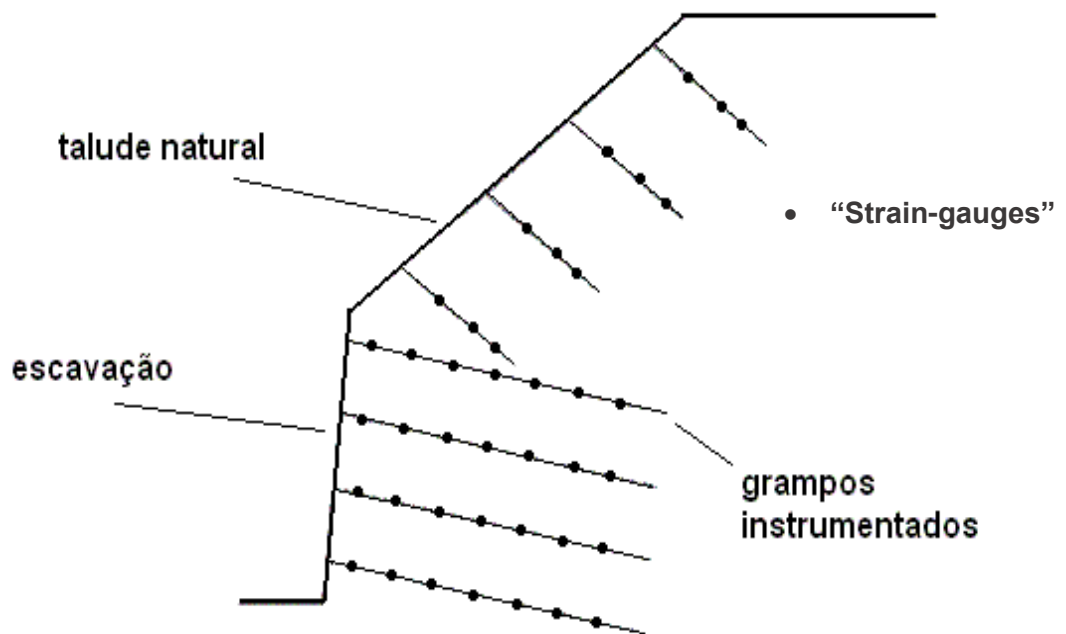


Figura 36: Seção típica instrumentada (Drumm et al., 1996).

Oral e Sheahan (1998) e Sheahan (2000) descreveram um projeto de execução de uma escavação temporária estabilizada com grampos em argila mole, o qual previa uma instrumentação com 7 inclinômetros verticais e 1 inclinômetro horizontal (com 20° de inclinação), 4 piezômetros e 3 células de carga incorporadas às cabeças dos grampos, além de “*strain-gauges*” instalados em 3 grampos.

Os deslocamentos relatados indicaram um comportamento compatível com os reportados na literatura, com os maiores deslocamentos na crista, variando de 0,10% a 0,30% H. O interessante desse caso foi a aplicação da técnica de reforço em solo grampeado em materiais de baixa consistência.

A cultura de prevenção e monitoramento constante ainda não tem forte influência no Brasil. Existem poucas obras instrumentadas, menos de 10% segundo

Lima (2007), e na sua grande maioria, a verificação do desempenho é feita apenas com controles de deslocamentos superficiais (marcos topográficos) e de deslocamentos ao longo de uma perfuração, com a instalação de tubos de inclinômetros.

Em Porto Alegre (RS) houve uma contenção em solo grampeado com programa de instrumentação que previa marcos superficiais e inclinometria, além de ensaios de arrancamento, relatada por Azambuja et al. (2001 e 2003). Os resultados obtidos para deslocamentos foram superiores aos estimados na fase de projeto, na maioria dos casos reportou-se a deformações verticais nulas à distância da crista inferiores a 1,5 H. Em algumas contenções, foram observadas trincas de tração e recalques a distâncias de até 2 H.

Outra obra de escavação foi instrumentada e relatada, desta vez em São Paulo. Tal projeto envolveu o monitoramento de recalques e deslocamentos horizontais da crista do talude em vários pontos da obra. Os deslocamentos horizontais registrados foram cerca de 0,04% a 0,20% H, e os recalques foram entre 0,12% H e 0,14% H. Pitta et al. (2003) publicaram o caso em questão, e citam a importância de monitoramento em estruturas grampeadas.

Feijó e Ehrlich (2005) descreveram um caso experimental em 1997 de uma escavação reforçada em solo grampeado em solo residual maduro não saturado com 6 m de altura (Figura 37). A instrumentação preveu 3 seções típicas, onde em cada uma foram monitorados 6 grampos a fim de verificar a evolução da distribuição de tensões ao longo dos grampos. E também a análise de deformações horizontais através da instalação de inclinômetros em cada seção, os quais relataram pequenos valores de deformações próximas à face de escavação. Este comportamento, segundo os autores, estaria associado a menor compacidade do material nessa região, a variações da sucção do solo e a densidade de grampos.



Figura 37: Detalhes da obra experimental em solo grampeado (Feijó e Ehrlich, 2005 e 2006).

Lima (2007) apresenta o monitoramento de um caso de uma obra de corte e estabilização de talude de grande altura (cerca de 40 m) com solo grampeado em solo residual de gnaiss, localizado em Niterói-RJ (Figura 38).

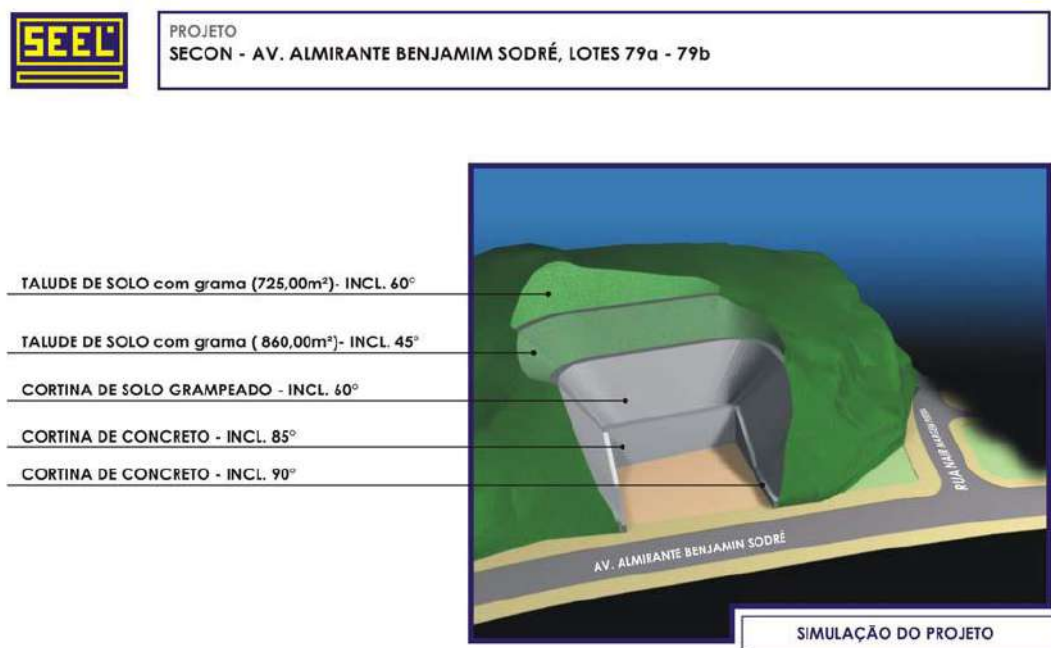


Figura 38: Concepção de Projeto (Lima, 2007).

O programa de instrumentação do caso teve o objetivo de observar os deslocamentos horizontais do talude grampeado com a profundidade e em pontos fixos do maciço, com a utilização de inclinômetros e "tell tales". Durante as sucessivas fases de execução também foram calculados os esforços em grampos pré-definidos

por meio de leituras de deformações fornecidas por extensômetros elétricos (“*strain-gauges*”) colados nos grampos. A seção-tipo apresenta ainda 2 tubos de inclinômetros e 6 caixas com 4 “*tell tales*” cada, para a avaliação dos deslocamentos horizontais na massa de solo grampeado. A instrumentação está apresentada na Figura 39, com os inclinômetros com sigla “incl.” e “*tell tales*” na sigla “TT”.

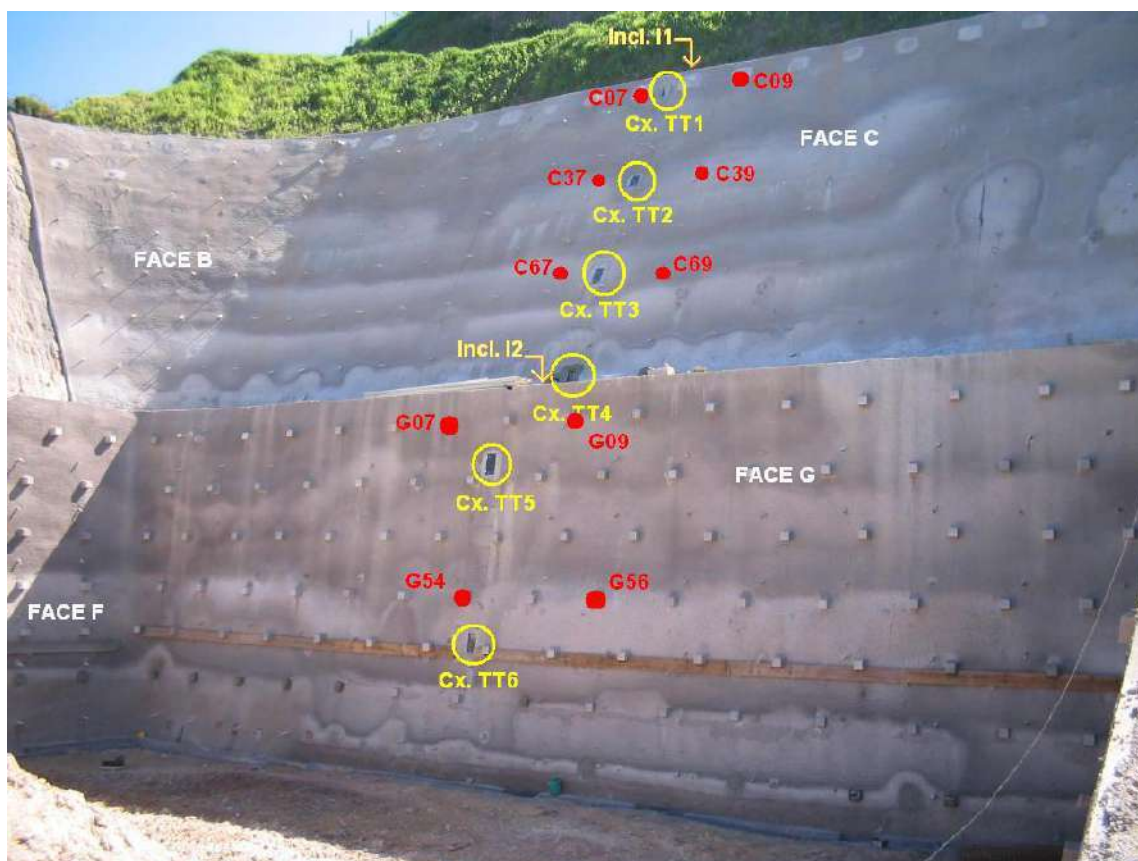


Figura 39: Posição dos grampos instrumentados (Cii e Gii), caixas de “*tell tales*” (Cx. TTi) e inclinômetros (Ii). (Lima, 2007).

O autor encontrou um padrão distinto de deslocamento nos dois inclinômetros, pois a seção vertical (aproximadamente 85°) instrumentada pelo inclinômetro “INCL. I2” demonstra deslocamentos máximos ao topo da escavação, enquanto o outro inclinômetro (“INCL. I1”) demonstra os deslocamentos máximos bem abaixo do topo, onde a face do talude possui inclinação de aproximadamente 60°. A inclinometria demonstrou que considerando a altura total da escavação (H), a posição dos deslocamentos máximos equivale a aproximadamente 0,81 H.

Recentemente, Santos (2016) analisa o comportamento de uma escavação de aproximadamente 12 m de profundidade localizada na região central da cidade do Rio

de Janeiro, em um terreno tipicamente arenoso. Tal escavação seria contida por perfis metálicos espaçados a cada metro (trecho o qual a autora usa como objeto de estudo) com pranchamento em pré-lajes de concreto no trecho escavado com altura de escavação de aproximadamente 4,4 m. Os perfis foram implantados em estacas raiz de 41 cm de diâmetro, formando assim uma ficha de 7,6 m de perfil mais estaca raiz e 2,0 m apenas de estaca raiz. Em seu estudo foi contemplada uma análise numérica do caso com a utilização do “software” Plaxis e instrumentação com inclinômetros. A Figura 40 compara os resultados numéricos e experimentais.

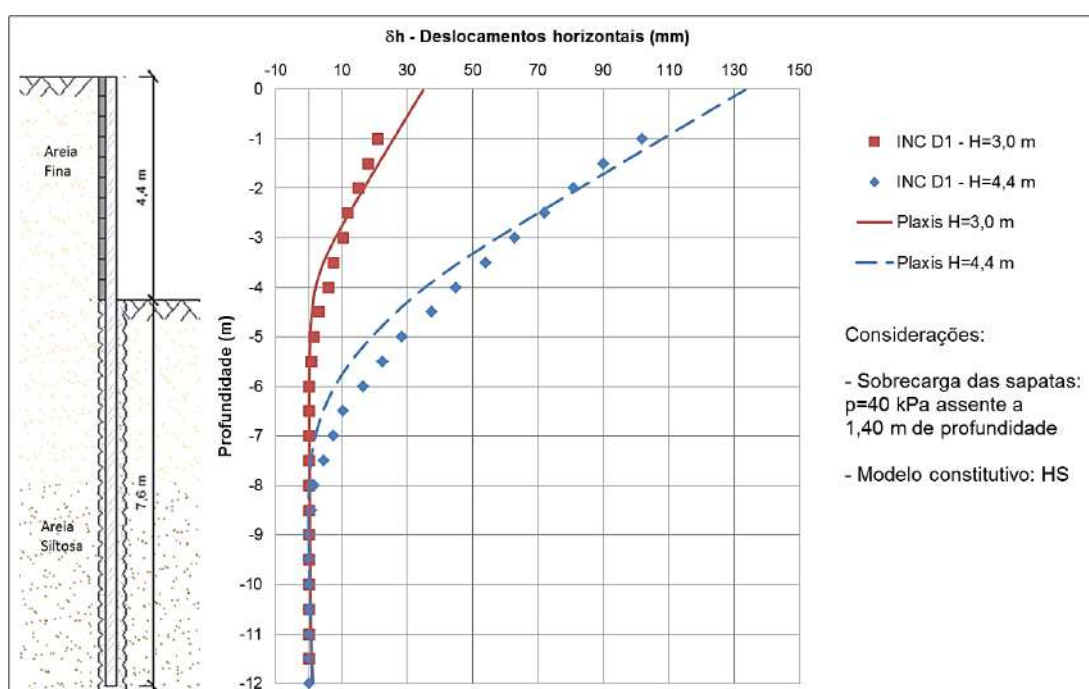


Figura 40: Deslocamentos horizontais x leituras do inclinômetro (SANTOS, 2016).

Os resultados obtidos pela autora foram de grande razoabilidade, havendo grande semelhança nos resultados instrumentados e modelados, confirmando a confiabilidade e acurácia do “software” para tal simulação.

É importante citar que a deformação absoluta para o caso em questão fora cerca de 0,11% da altura de escavação.

2 ESTUDO DE CASO

2.1 Descrição da obra

2.1.1 Introdução

O presente trabalho de pesquisa busca explorar o entendimento do comportamento tensão-deformação de um talude de escavação em solo grampeado onde foi feita uma campanha de monitoramento e instrumentação geotécnica. A obra consiste em escavação e estabilização de um maciço em solo residual e rocha basáltica, com aproximadamente 30 m de profundidade de face escavada vertical, utilizando a técnica de solo grampeado de caráter provisório para a contenção. Tal obra foi executada e monitorada pela FGEO ENGENHARIA LTDA, que disponibilizou todo o acesso e acompanhamento do processo. O objetivo final foi a construção de um hospital com 8 andares de subsolo localizado na Rua General Osório, 477 – Bento Gonçalves (RS), Figura 41.



Figura 41: Localização (Google Maps, 2019).

Além da instrumentação, foram realizados ensaios de campo e laboratório para a descrição do material, complementados com uma análise numérica para a previsão de deformações. Tais tópicos serão abordados nos capítulos subsequentes. As Figuras 42 a 45 apresentam detalhes do caso em estudo.



Figura 42: Planta de Situação.



Figura 43: Foto aérea da obra.



Figura 44: Foto da obra sendo executada.



Figura 45: Foto da obra sendo executada.

2.1.2 Geologia

O Estado do Rio Grande do Sul é constituído com um relevo composto por rochas cuja origem ou transformação decorrem por diferentes períodos geológicos. Em tempos cenozoicos, houve uma gama de processos magmáticos, metamórficos e sedimentares, aliados aos movimentos tectônicos, que foram engendrando uma crosta cada vez mais diferenciada e mais estável, com predomínio, de modo geral crescente, da atividade sedimentogênica sobre as atividades ígneo-metamórficas.

A região norte do Estado faz parte da composição geológica do afloramento rochoso denominado Serra Geral, composta por rochas magmáticas extrudidas por sucessivos derrames basálticos intercalados com formações de arenitos, englobando regiões do Paraná, Santa Catarina e norte do Rio Grande do Sul. O planalto basáltico possui espessura remanescente máxima de 2000 m. No nordeste do Estado, registra-se a espessura máxima, responsável pela maior elevação do planalto nessa área. Tais detalhes são observados na Figura 46. (CPRM – Serviço Geológico do Brasil Mapa Geológico do Rio Grande do Sul, 2006).

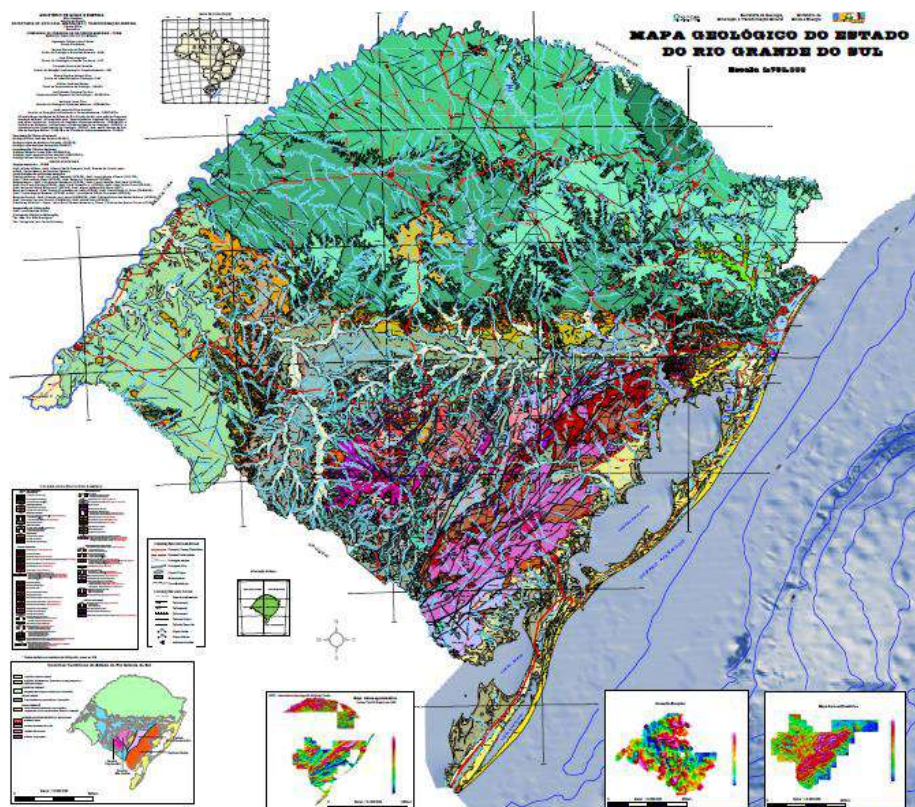


Figura 46: Mapa Geológico do Rio Grande do Sul (CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2006).

Cerca de 90% dos basaltos da Serra Geral são basaltos toleíticos, seguido de aproximadamente 7% do volume total de andesitos - toleíticos e 3% de riolitos – riolitos (Piccirillo e Melfi, 1988). As rochas magmáticas básicas apresentam cores variando entre cinza escuro, cinza médio e cinza acastanhado. Texturalmente são afíricas a subafíricas, por vezes porfiríticas, com fenocristais e/ou micro fenocristais de augita e de plagioclásio.

2.1.3 Detalhes de projeto

O projeto em questão faz utilização da técnica de solo grampeado com face em concreto projetado via úmida para uma obra de escavação. Tal projeto englobou cerca de 1500 m² de contenção com 4060 m de grampos distribuídos na face em solo, totalizando 354 grampos. A escavação e a execução da estrutura de contenção do maciço terroso foi realizada em 105 dias, seguida de detonação em rocha. Os mesmos foram distribuídos em 4 faces de escavação, como demonstradas na Figura 47.

A face de maior preocupação seria a face leste que, pela inclinação do terreno, possui a maior altitude no canto leste x sul, totalizando cerca de 30 m de escavação, sendo cerca de 12 m em solo/rocha alterada e 18 m em rocha sã. Outra particularidade desta face é a presença de um muro já existente, atuando como contenção lateral de uma casa vizinha à obra, tendo 30 m de comprimento, com início ao meio da face leste e término no canto leste x sul (junto à via). Tal muro foi reforçado com 23 tirantes provisórios de 18 m, sendo 9 m parte do trecho livre e 9 m ancorados, incorporados com 25 tf e divididos em duas linhas paralelas, descritos na Figura 48 e Figura 49, além de fotos de obra demonstradas na Figura 53 e Figura 54. Ambas as linhas de tirante foram reforçadas através do uso de vigas metálicas, cujos perfis interligavam os tirantes.

Maiores detalhes da execução final da obra podem ser vistos no Projeto “As Built”, ilustrado no Anexo 1.

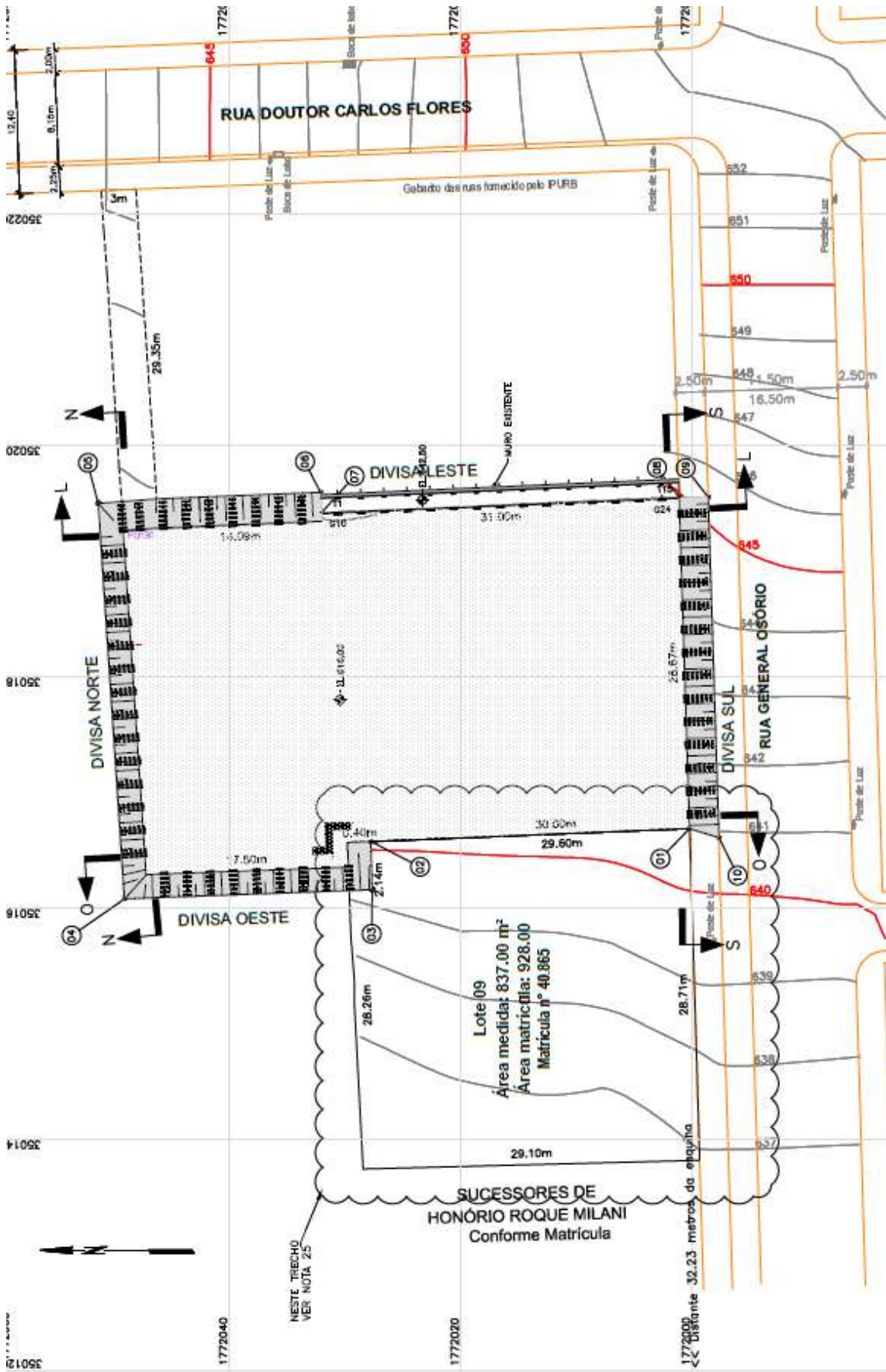


Figura 47: Projeto Executivo de Situação.

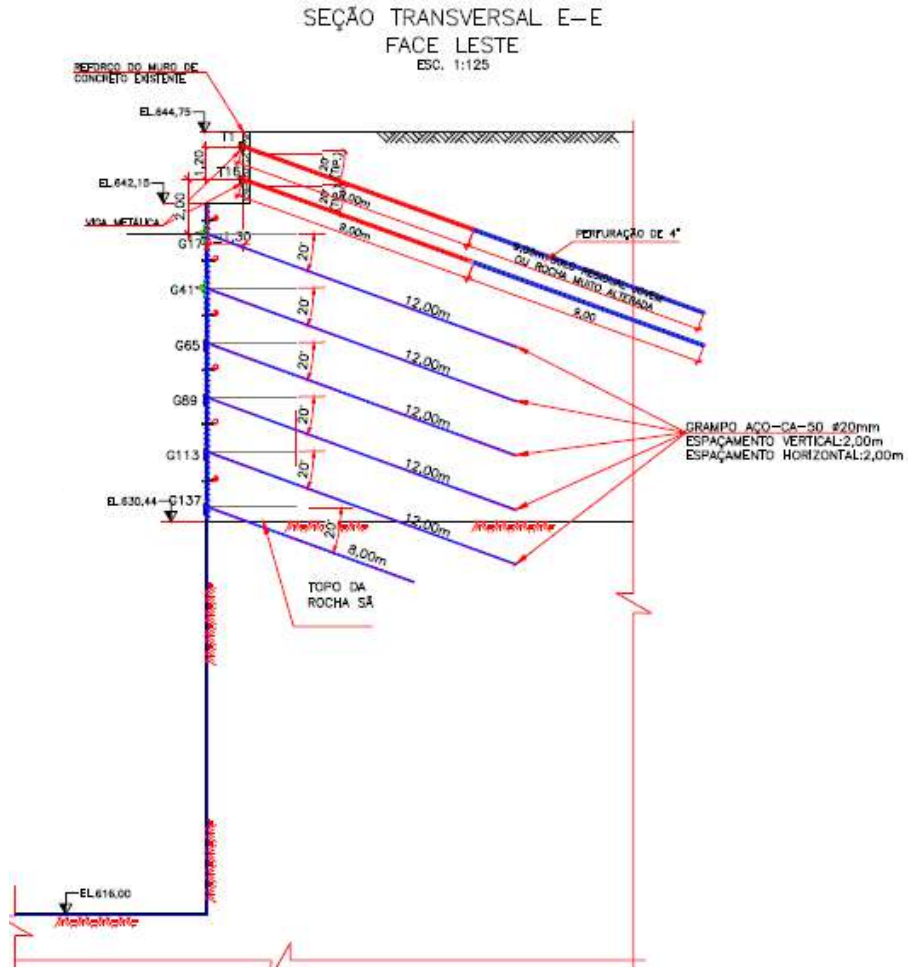


Figura 48: Seção Transversal da face leste.



Figura 49: Detalhe da contenção na face leste.

A execução da técnica de solo grampeado foi realizada com perfuração prévia, onde o projeto relata a boca do furo com 75 mm de diâmetro. Em seguida, foi realizada a inclusão de elementos lineares passivos, semi-rígidos, resistentes à flexão composta (grampos), utilizando barras de aço modelo CA 50 de 20 mm de diâmetro, com inclinação de 20° em relação à horizontal. A finalização da cabeça dos mesmos foi realizada com placa e porca metálica. É importante citar que o mesmo material e angulação foram utilizados nos tirantes. O comprimento das barras variou de 8 m a 12 m de acordo com a cota e distribuição de projeto, com espaçamento vertical e horizontal igual a 2,0 m. Tais detalhes são descritos na Figura 50 e Figura 51 que ilustram a vista frontal e as seções transversais.

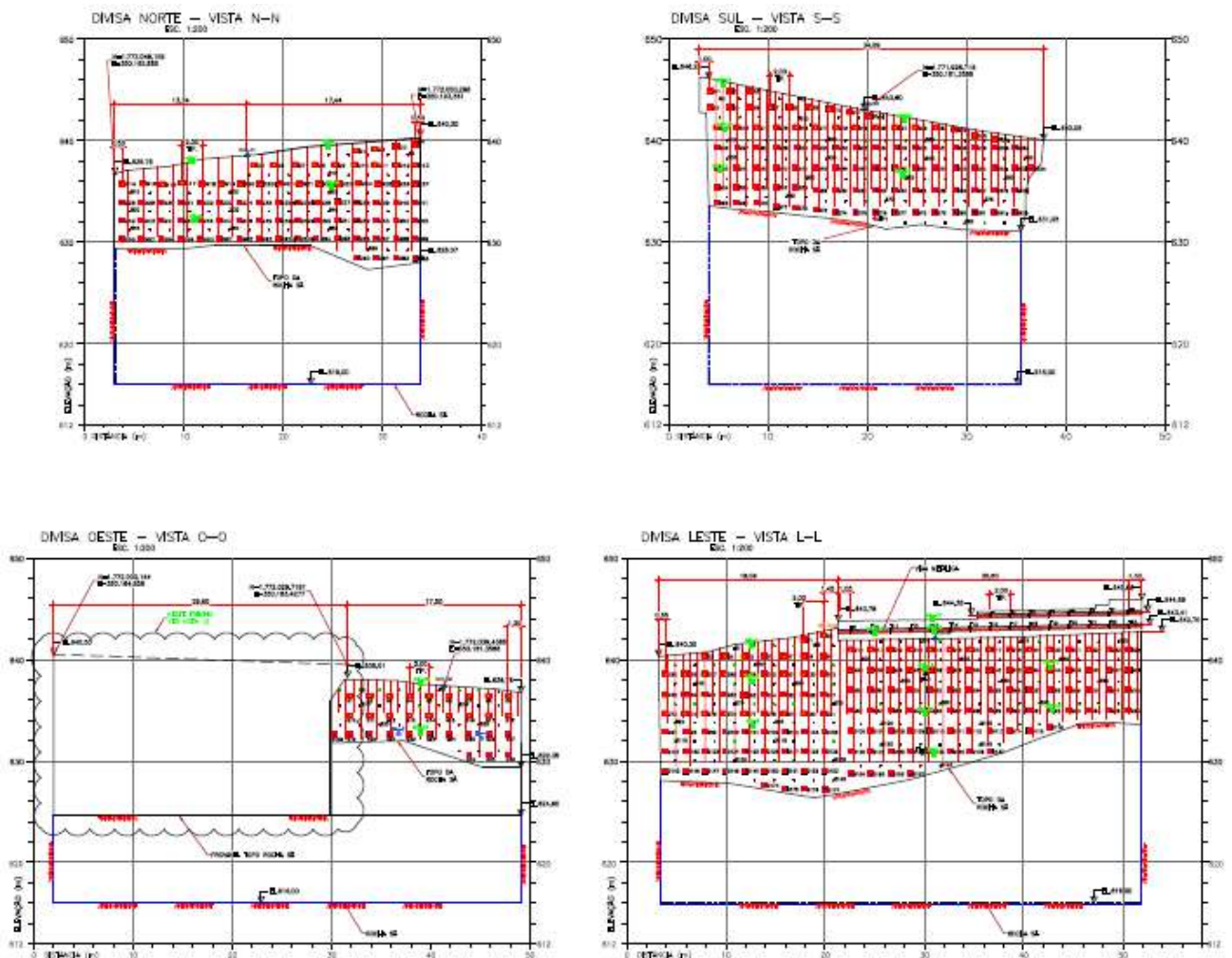


Figura 50: Projeto “As Built”– Vista Frontal.

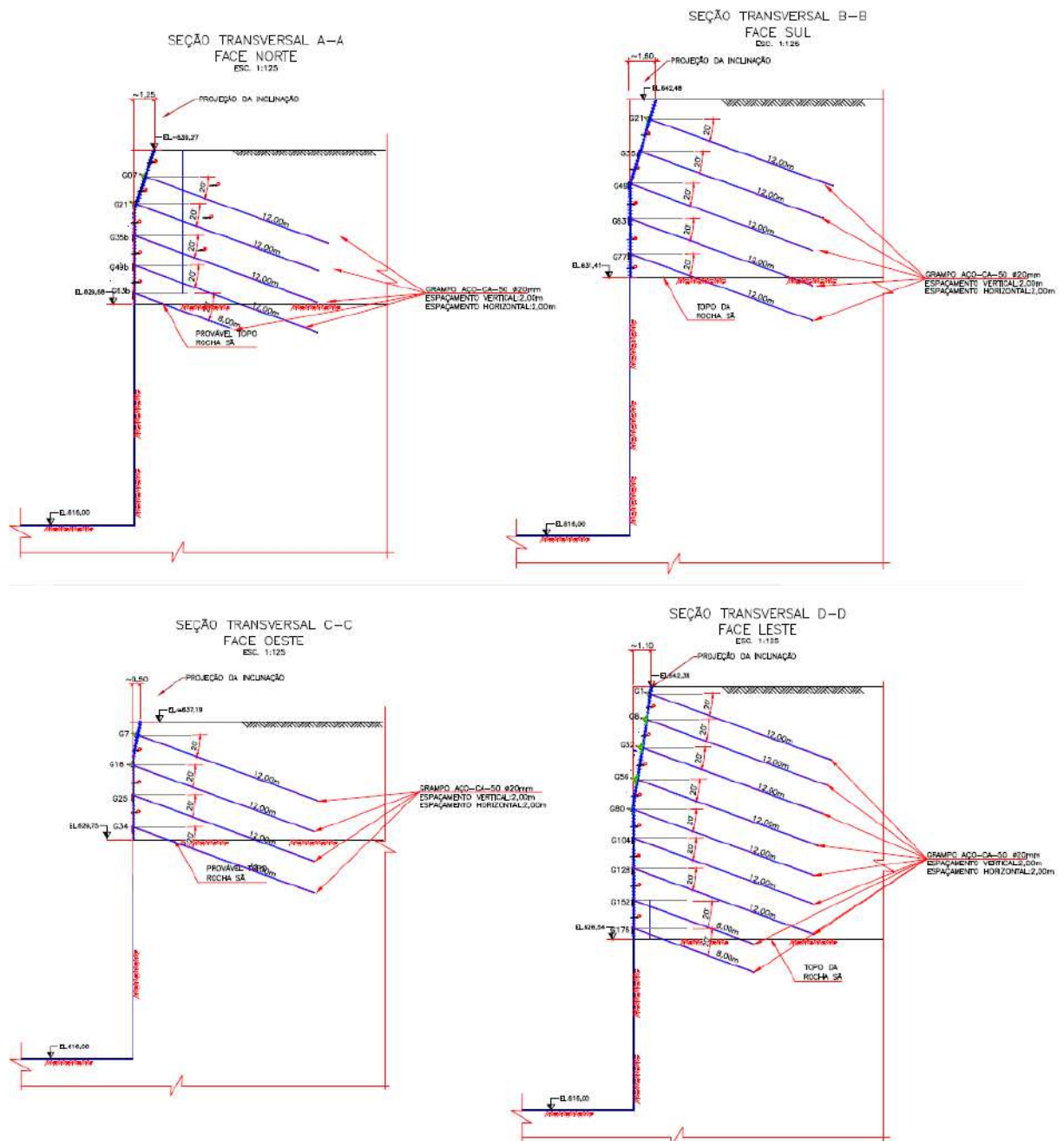


Figura 51: Projeto "As Built" - Seções transversais.

A inclusão das barras foi feita com auxílio de elementos centralizadores produzidos *in loco* (Figura 52), a fim de manter o posicionamento central da barra e o cobrimento adequado, evitando o contato solo-barra. Após esse processo, os furos receberam a injeção de nata de cimento no furo com grampo introduzido. Tal calda de cimento teve relação água-cimento igual a 0,5 em peso.

As etapas executivas do processo de solo grampeado foram:

1. Escavações: (a) Escavação mecanizada em nichos e bancadas de escavação para evitar o desconfinamento do solo e permitir o acesso dos equipamentos de perfuração; (b) Acerto manual das faces do talude para permitir o posicionamento da armadura de face do concreto projetado e evitar o consumo do mesmo.
2. Perfurações: (a) Posicionamento da perfuratriz; (b) Verificação da verticalidade e/ou ângulo de inclinação de acordo com a característica do furo (condições de projeto); (c) Realização da perfuração do solo por meio da perfuratriz rotativa ou roto-percussivo, com intervalos de avanço por percolação de água sob pressão.
3. Armação: (a) Montagem/instalação dos grampos nos furos, descendo até profundidade alcançada durante a perfuração até apoiar-se no fundo do furo. (b) Por se tratar de uma obra provisória, os grampos não sofreram tratamento anti-corrosivo. Os mesmos foram munidos de elementos centralizadores, espaçados entre si a cada 1,5 m ao longo de toda a barra, a fim de garantir cobertura adequada, evitando o contato solo-barra.
4. Injeção dos grampos: (a) Injeção de bainha com nata de cimento (com fator água/cimento igual a 0,5 em peso), realizada sempre de forma ascendente, com o auxílio de agulha de injeção, até completo preenchimento do espaço compreendido entre as paredes do furo e a superfície exterior do grampo.
5. Concreto projetado e armadura: (a) Montagem e instalação em tela de aço CA-60 quadrangular 10 cm por 10 cm, com 4,2 mm de diâmetro nominal, disposta no talude com o emprego de espaçadores, com o objetivo de garantir o afastamento da camada de concreto à face do talude; (b) Aplicação de concreto projetado por via úmida em 2 camadas de 10 cm totalizando aproximadamente 20 cm de espessura na superfície do talude, com resistência de 25 MPa.



Figura 52: Montagem dos grampos e colocação dos centralizadores.



Figura 53: Vigas atirantadas.



Figura 54: Vigas atirantadas no muro preexistente.

A escavação teve início antes da chegada da FGEO ENGENHARIA LTDA para a execução da contenção. Sendo assim, o início de escavação e a execução da contenção foram iniciados nas paredes oeste e norte. O material removido seria utilizado para acesso e prática de serviço nas paredes leste e sul. Tal remoção prévia de material terá influência no resultado da instrumentação, o que será abordado no capítulo posterior.

As Figuras 55 a 58 apresentam o mapa de escavação com respectivas datas, divididas em cada face, e também o posicionamento dos equipamentos de instrumentação.

DIVISA OESTE – VISTA 0-0

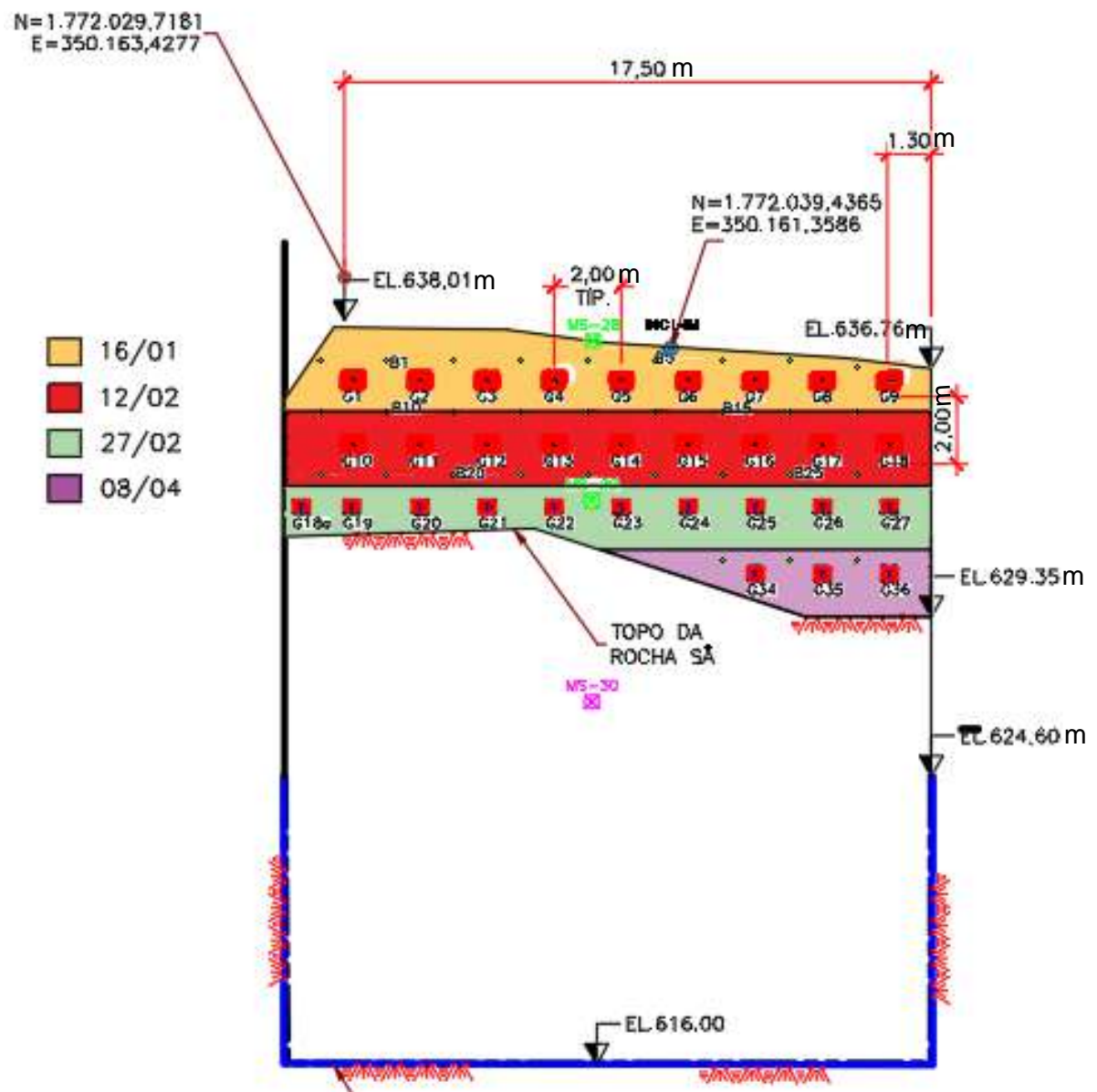


Figura 55: Mapa de escavação em solo – Face Oeste.

DIVISA NORTE – VISTA N-N

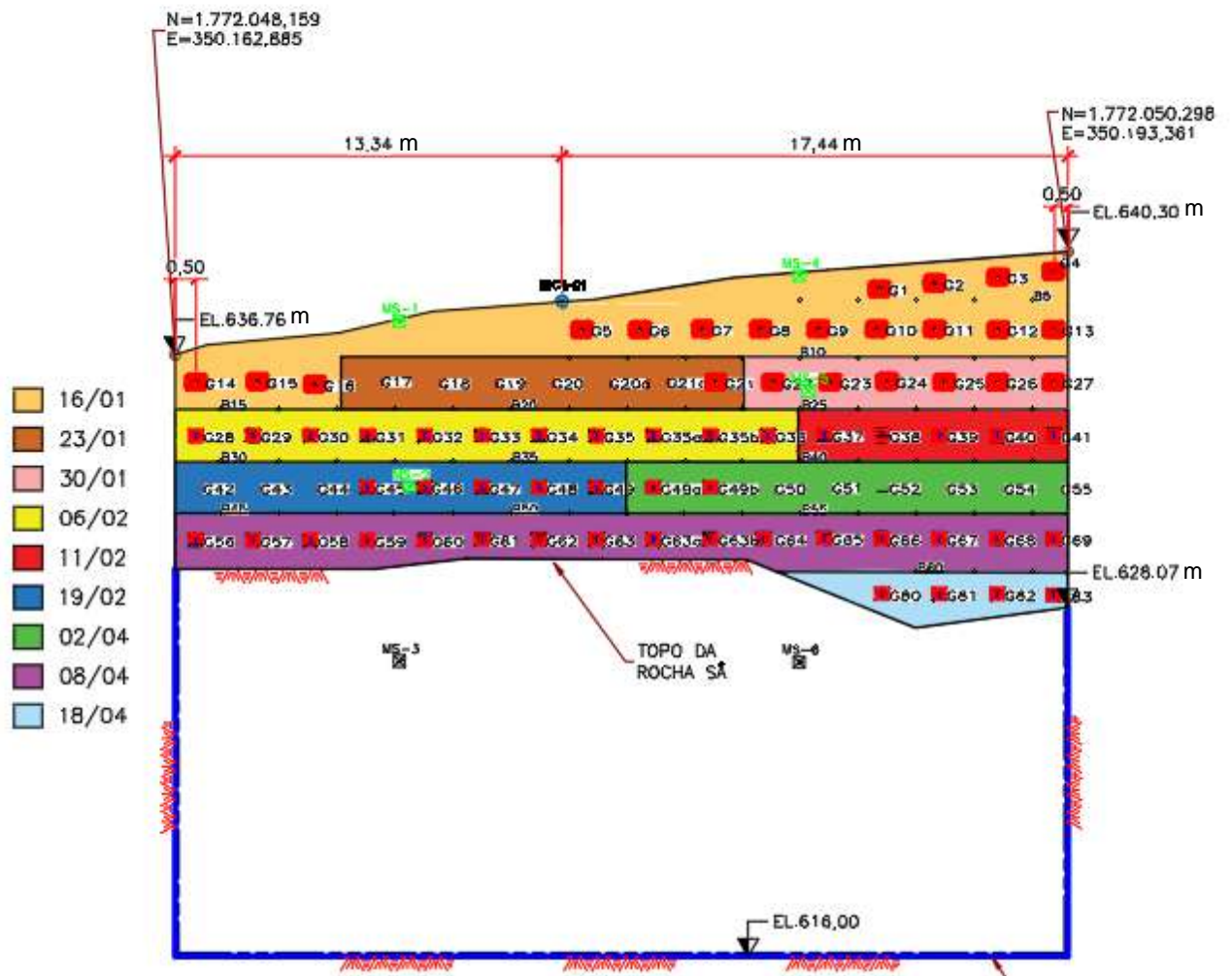


Figura 56: Mapa de escavação em solo – Face Norte.

DIVISA SUL – VISTA S-S

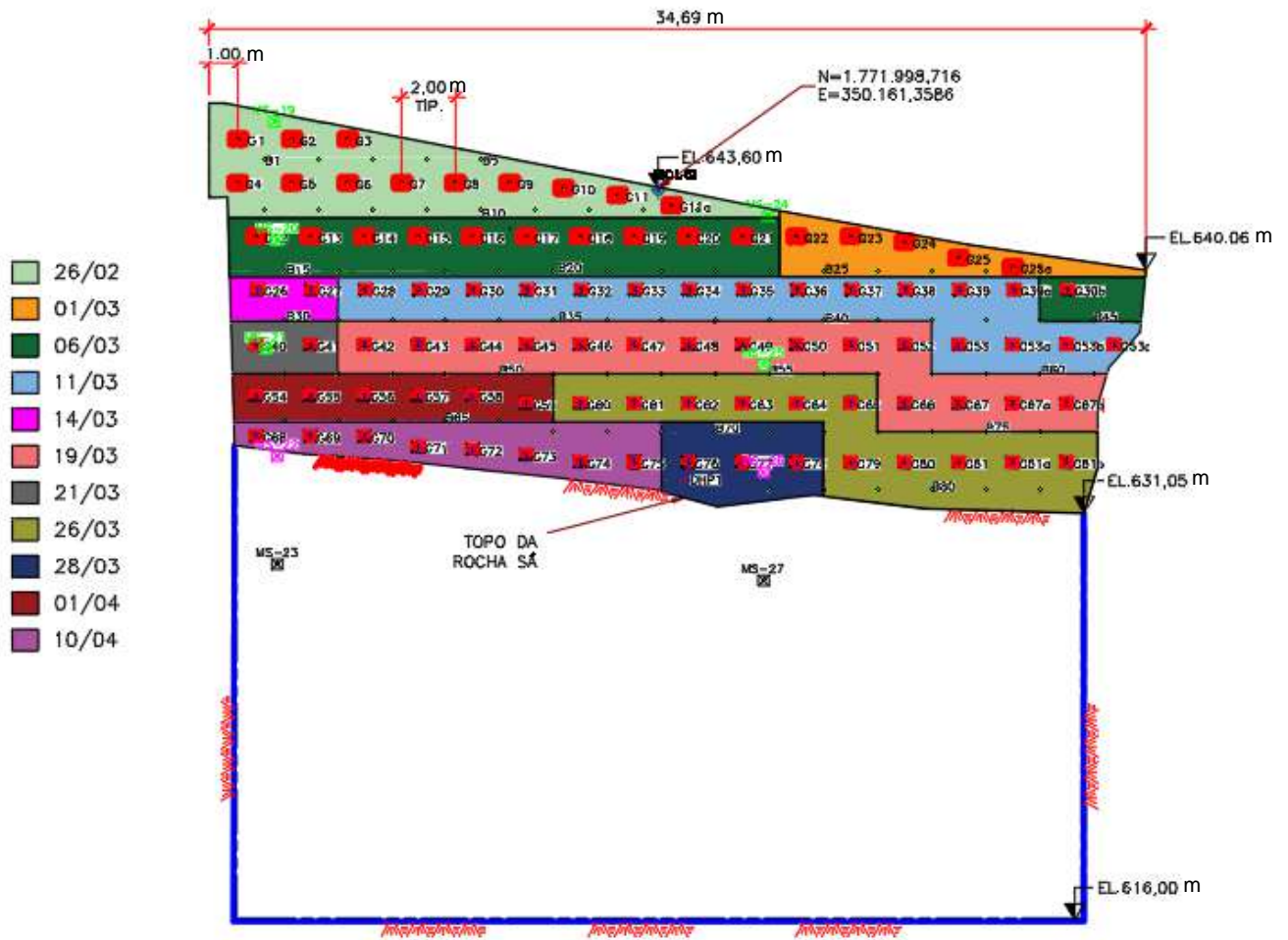


Figura 57: Mapa de escavação em solo – Face Sul.

DIVISA LESTE – VISTA L-L

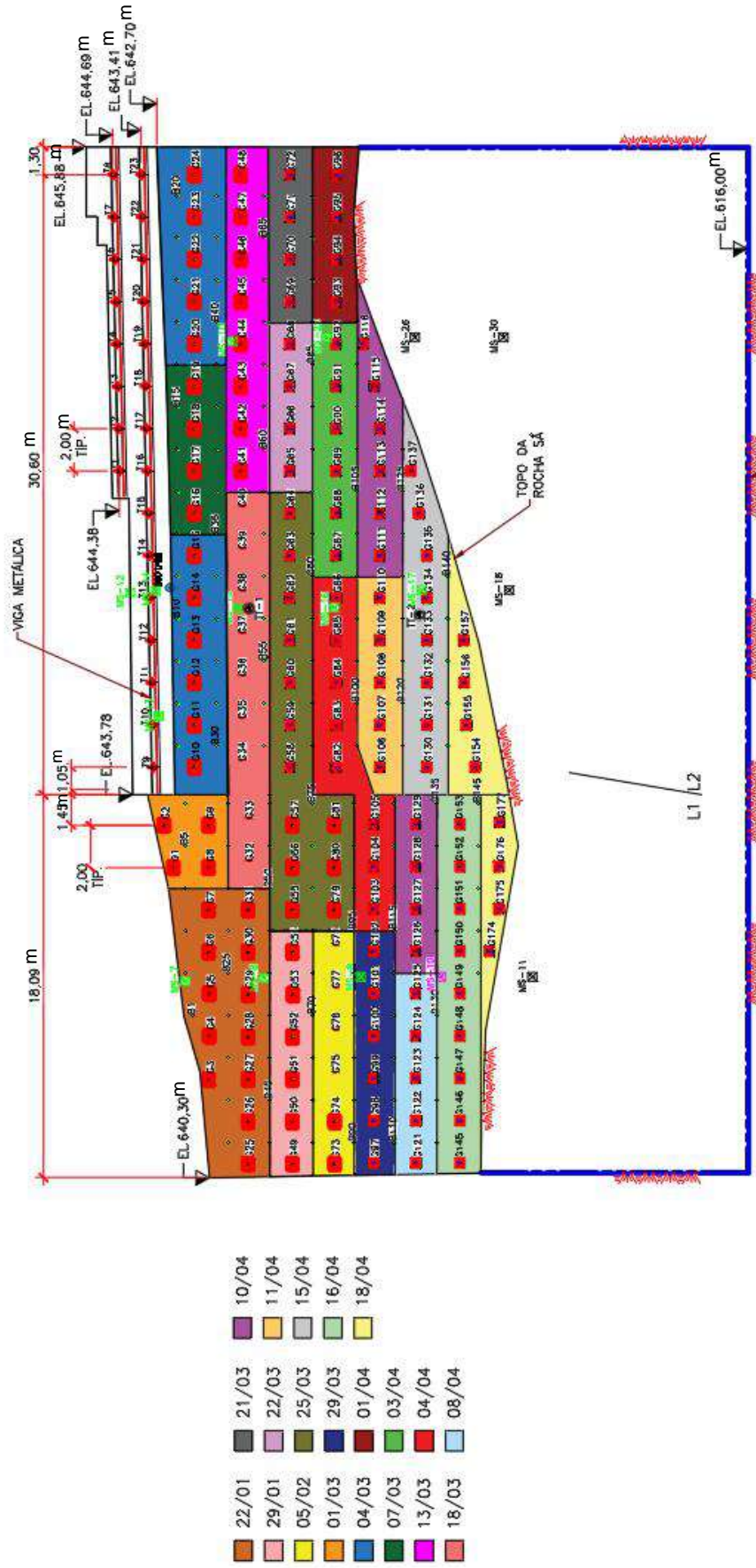


Figura 58: Mapa de escavação em solo – Face Leste.

Após 105 dias do início da execução da estrutura de contenção, foi concluída a estabilização em solo da escavação. Posteriormente, a escavação em rocha prosseguiu com detonação.



Figura 59: Foto aérea com descrição do posicionamento das faces.

2.2 Caracterização dos materiais

2.2.1 Ensaio de campo

2.2.1.1 Sondagem à percussão

Para a caracterização do material, adoção de parâmetros de resistência e realização do projeto, foi feita uma campanha prévia de sondagens mistas no terreno em questão, contendo 5 furos e totalizando cerca de 42 m perfurados em solo e 33 m em rocha. Maiores detalhes podem ser vistos no Anexo 2 do trabalho.

A sondagem à percussão foi executada inicialmente por tradagem, aplicando energia de impacto a seco, prosseguindo com circulação de água e protegida por revestimento, caso necessário. O ensaio foi realizado de acordo com a NBR 6484/2001: “Solos - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio”, utilizando um equipamento padrão SPT, com amostrador bi-partido, de diâmetro externo de 2” (50,8 mm) e diâmetro interno de 1” 3/8 (34,9 mm), tipo “Terzaghi e Peck”, com hastes de sondagem de diâmetro 1”, sendo utilizado um peso batente de 65 kg, em queda livre de 0,75 m.

Para a execução da sondagem rotativa foi utilizada uma sonda rotativa de avanço manual, de fabricação “Maquesonda”, modelo “Mach 920”, com capacidade de perfuração de 80,0 m de profundidade, com utilização de hastes AW, cabeçote giratório e acionada por motor “Yanmar”. Neste processo foram utilizadas coroas diamantadas de diâmetro AW com barrilete simples de mesmo diâmetro.

Para a terminologia dos materiais foi utilizada a NBR 6502/1995: “Rochas e Solos - Terminologia”. Para a classificação da compactidade dos solos granulares e da consistência dos solos finos, foi utilizada a Tabela 9 conforme a NBR 6484/2001:

Tabela 9: Estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de Resistência à penetração N	Designação
Areia e Siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito Compacta(o)
Argilas e Siltes argilosos	≤ 2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)
As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: NBR 6484/2001.

Assim como previsto pela análise e estudo geológico da região, o terreno sondado é constituído por rocha basáltica, tendo como camadas sobrejacentes, alterações de rochas intemperizadas, solo residual jovem e aterro. A camada de solo é tipicamente composta por argila areno-siltosa e o aterro com maior conteúdo de matérias orgânicas e material depositado. A camada de solo está entre 8 a 12 metros em toda obra, assim como demonstrado na Figura 60, a qual ilustra a divisa leste com aproximadamente 10,5 m. Além disso, o nível d'água encontrado foi em torno de 10 metros de profundidade do nível do terreno. Os boletins de sondagem e relatório técnico estão dispostos no anexo 2.

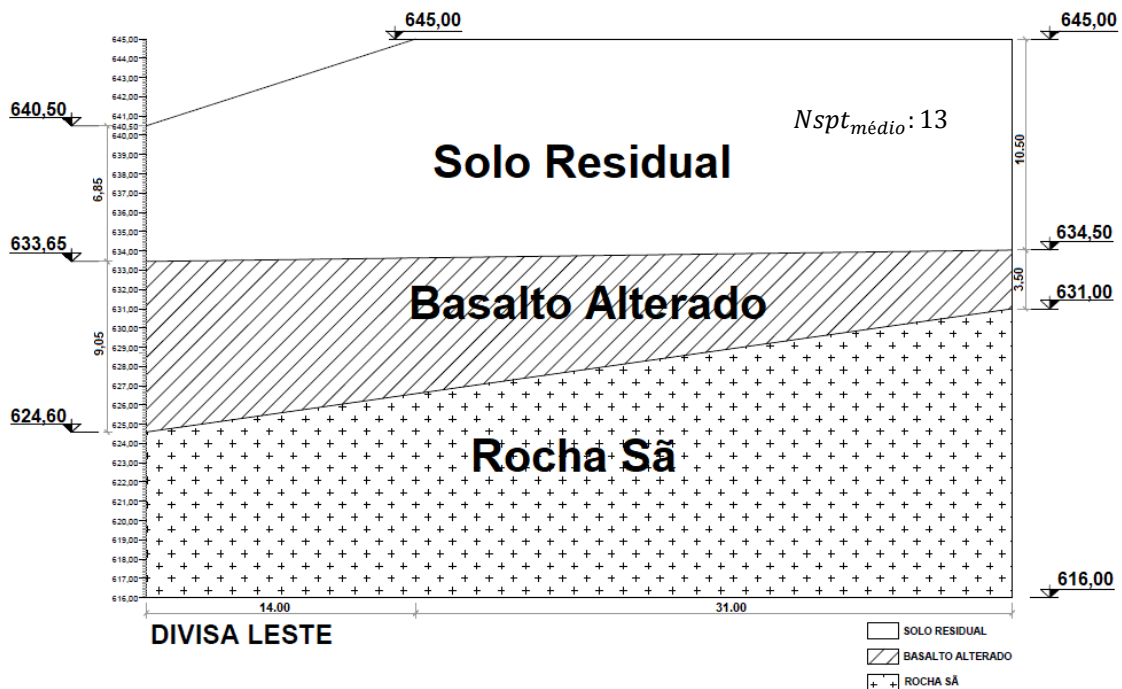


Figura 60: Estratigrafia da face leste.

Posteriormente aos ensaios de sondagem mista e cisalhamento direto (os quais serão descritos posteriormente). As análises de estabilidade e a estrutura de contenção foram realizadas utilizando os dados dos ensaios e o estudo bibliográfico de parâmetros de resistência referentes à solos residuais gnáissicos como citado por Lima (2007) e Proto Silva (2005), entre outros. Com isso, pôde-se realizar um projeto executivo preliminar que seria sujeito à mudança no decorrer da obra.

2.2.1.2 Ensaio de arrancamento

Foram previstos 4 ensaios de arrancamento nas profundidades de 6 e 8 m em relação aos topos das respectivas faces, divididos nas faces oeste e leste respectivamente. Caso os resultados do ensaio de arrancamento atingissem valores discrepantes do fator de resistência ao cisalhamento solo-grampo (q_s) adotados em projeto, poderiam ser feitas alterações do projeto a fim de adequar a estrutura de contenção aos novos parâmetros de resistência. Na fase de projeto fora considerado um q_s de 130 kPa para o solo residual basáltico.

Os ensaios de arrancamento foram realizados conforme os modelos citados em 1.2.1, e seguindo os procedimentos, instruções e análises feitas por Proto Silva (2005) e Springer (2006), onde o ensaio foi realizado com 4 m de grampo sendo 3 m ancorados e 1 m livre. Para a execução do ensaio foram utilizados um conjunto macaco-manômetro com capacidade de 30 tf da ENERPAC, placa de contato solo-conjunto (com objetivo de distribuir a força impressa pelo macaco hidráulico em uma área maior, inibindo a punção do conjunto no solo e deformações excessivas que afetem à leitura do deslocamento apenas do grampo), cunha corretora de angulação (com o objetivo de deixar a base da estrutura perpendicular ao grampo, excluindo a possibilidade de deformação por flexão da barra), barra de extensão, luva de conexão entre a barra da cabeça do grampo e a barra de extensão, paquímetro, placa de aço e porca para travamento da estrutura de ensaio. É importante citar que a leitura de deslocamento no ensaio foi feita com uma referência externa, a fim de somente medir o deslocamento do grampo tracionado ao ser submetido à carga, e não a deformação do conjunto sob o maciço. Todos os equipamentos foram calibrados e aferidos para o devido ensaio, obtendo precisão e acurácia para o caso em questão. A Figura 61 demonstra a execução do ensaio.

As Figuras 62 a 65 apresentam os resultados dos ensaios de arrancamento, os quais apresentam a carga de tração imposta em tonelada força por deslocamento em milímetro. Com a maior força de tração atingida no ensaio para o arrancamento do grampo será feito o cálculo de q_s , seguindo a Equação 01, descrita em 1.2.1.



Figura 61: Execução do ensaio de Arrancamento.

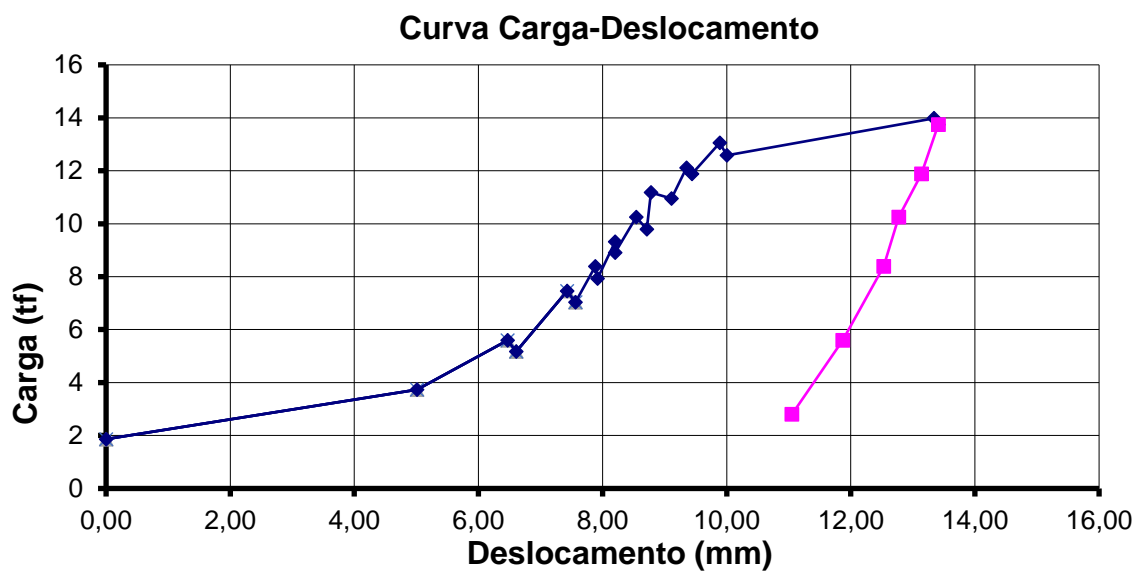


Figura 62: Ensaio de arrancamento a 6 m de profundidade na face oeste.

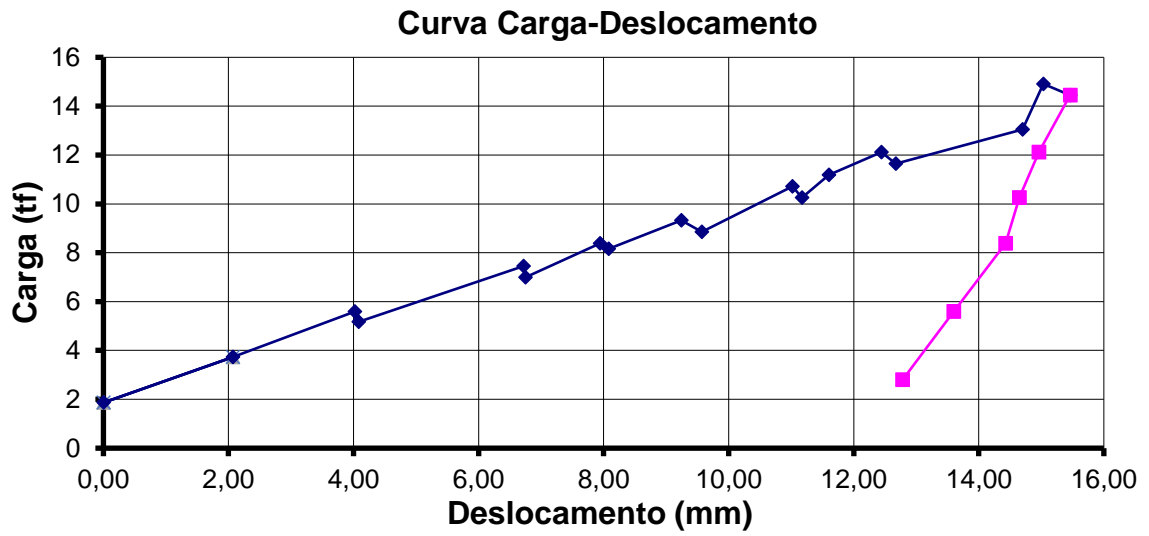


Figura 63: Ensaio de arrancamento a 6 m de profundidade na face oeste.

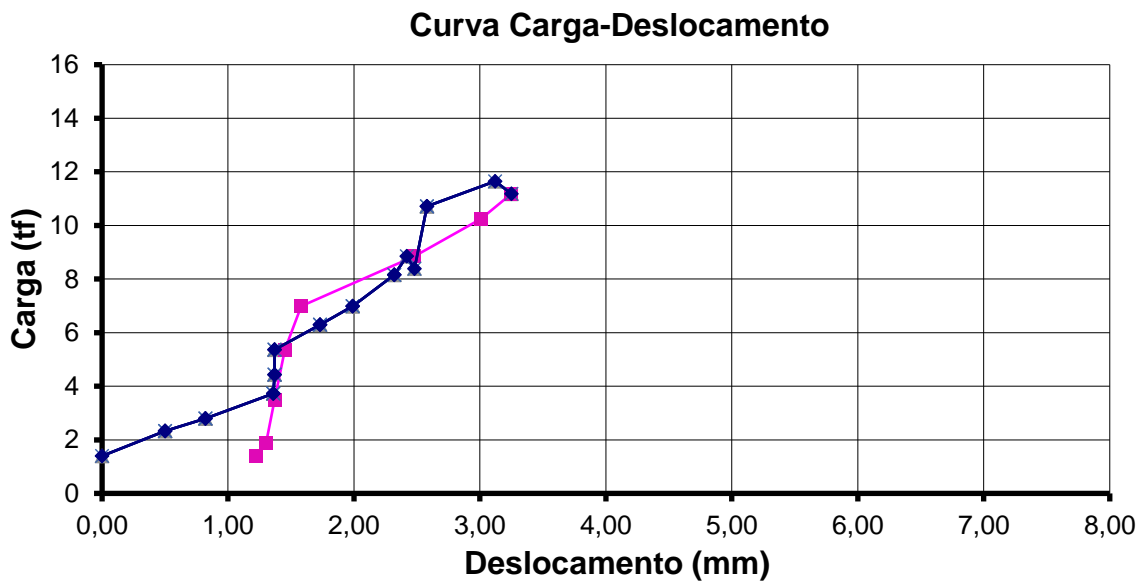


Figura 64: Ensaio de arrancamento a 8 m de profundidade na face leste.

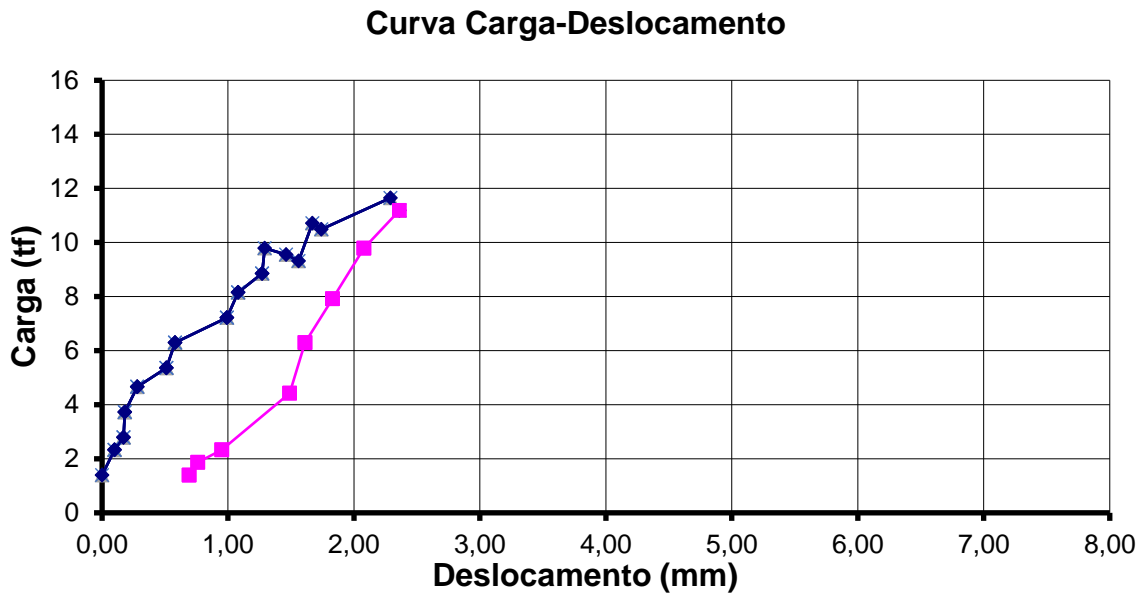


Figura 65: Ensaio de arrancamento a 8 m de profundidade na face leste.

O ensaio foi realizado até o limite máximo adotado por questões de segurança, descrito pela Equação 02 em 1.2.1.2, que caracteriza como critério de parada 90% da tensão de escoamento do aço. Nesta obra, o ensaio não atingiu a ruptura (não houve arrancamento do grampo durante o ensaio), pois atingiu-se o limite máximo de ensaio e o grampo não arrancou em nenhum dos 4 ensaios. Desta forma, os valores de q_s seriam superiores aos maiores valores encontrados em campo, relativos às maiores cargas impostas, calculados pela Equação 01, descrita em 1.2.1.

Os parâmetros encontrados no ensaio de arrancamento demonstraram grande razoabilidade em relação à literatura nacional para solo residual como citado por Lima (2007), chegando um valor de q_s superior aos máximos valores encontrados (relativos às maiores cargas de tração atingidas durante o ensaio), 160 e 210 kPa. Tais valores foram inclusive superior ao adotado em projeto, que fora 130 kPa, gerando mais segurança e confiabilidade no processo.

A limitação de maiores tensões na face leste (observadas nas Figuras 64 e 65) se deve à insuficiência do sistema, onde a placa de madeira não suportou maiores níveis de tensões, atingindo o máximo de 12 tf. Acredita-se que se o conjunto suportasse os valores atingidos seriam semelhantes aos resultados da face oeste, onde o ensaio foi realizado apoiando a gaiola metálica diretamente sobre a face de concreto projetado.

2.2.2 Ensaio de laboratório

Para a caracterização do material e aferição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento foram também realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras extraídas *in situ* com a obra já em andamento. A amostra AM01 foi ensaiada na condição de umidade natural, enquanto que a AM02 e a AM03 foram ensaiadas na condição inundada. A Figura 66 indica os locais de coleta de amostras indeformadas.

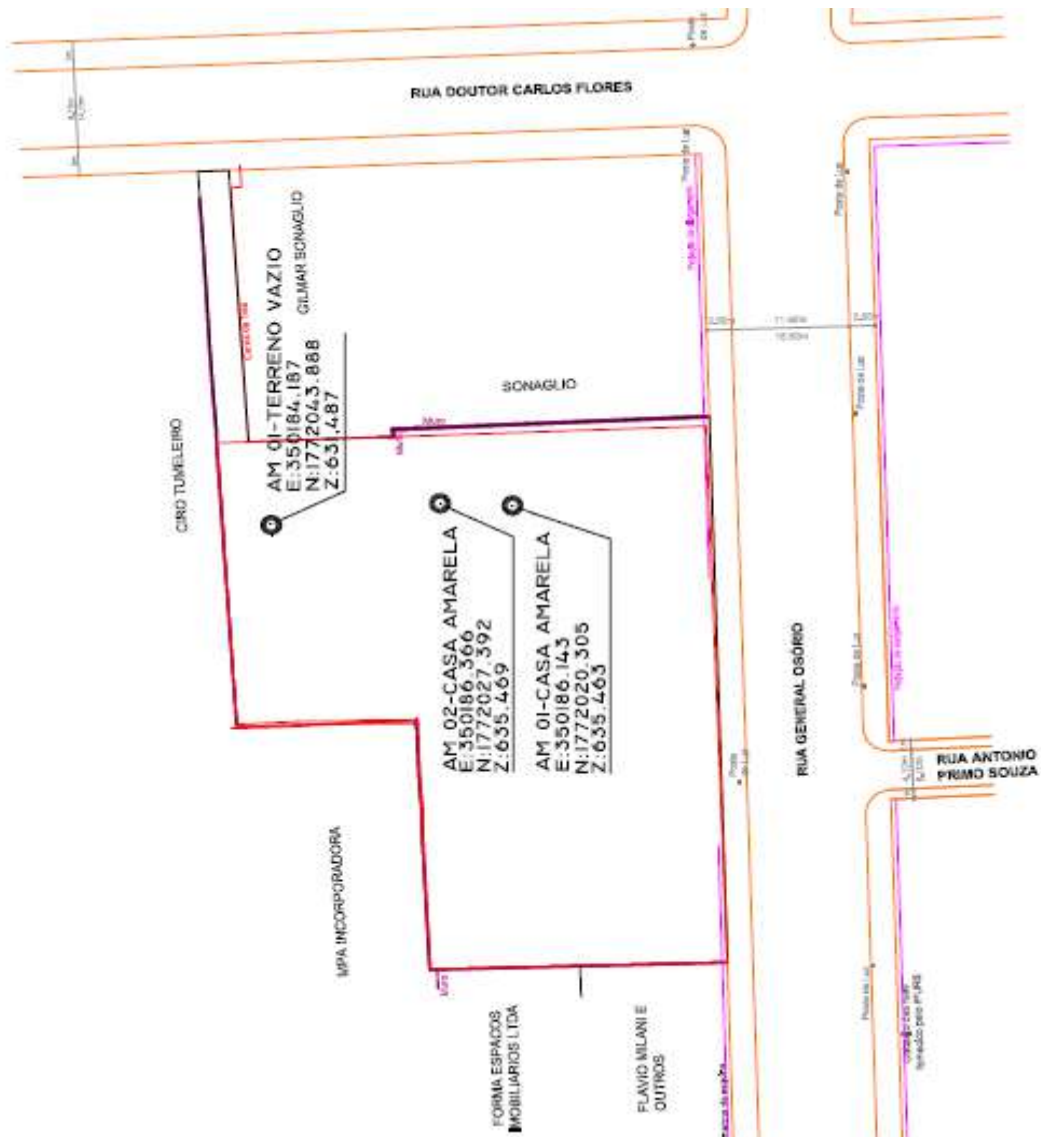


Figura 66: Localização das coletas de amostras indeformadas.

O solo residual basáltico retirado foi submetido ao ensaio de cisalhamento direto respeitando a ASTM D3080 - 04 - "Standard Test Method for Direct Shear Test

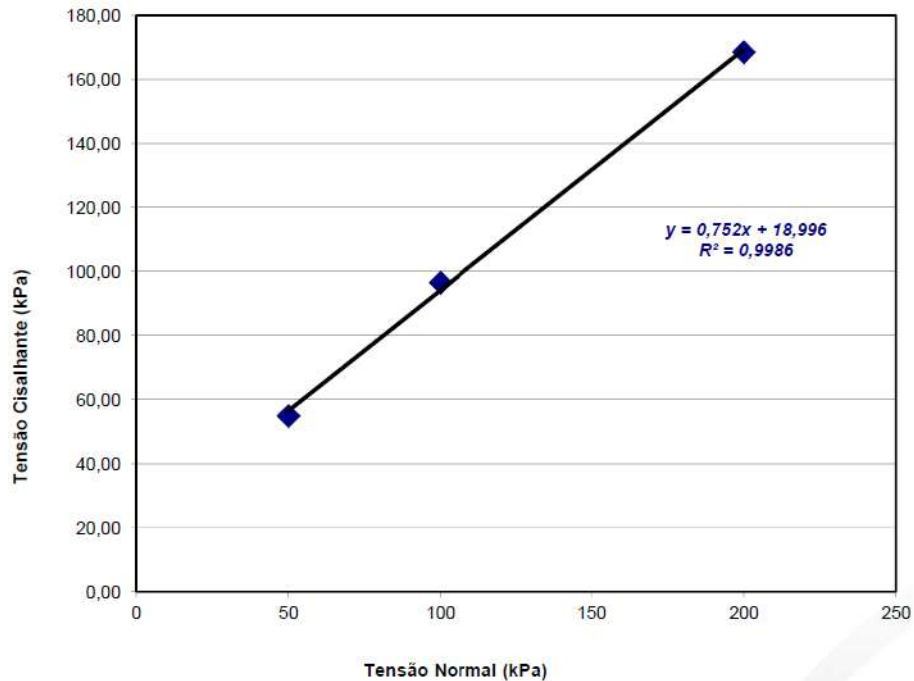


Figura 69: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 03 – terreno vazio.

A Tabela 10 reúne os resultados obtidos referentes aos 3 pontos de cada amostragem, apresentando os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 10: Resumo dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

Amostra	AM 01	AM 02	AM 03
Local	Casa Amarela	Casa Amarela	Terreno Vazio
Condição de umidade	Natural	Inundada	Inundada
Coesão - c (kN/m ²)	33,6	20,9	19,0
ângulo de Atrito - ϕ (°)	34,5	25,5	37,0

Maiores detalhes dos ensaios podem ser vistos no Anexo 3, que relata os resultados brutos de laboratório dos ensaios de cisalhamento direto.

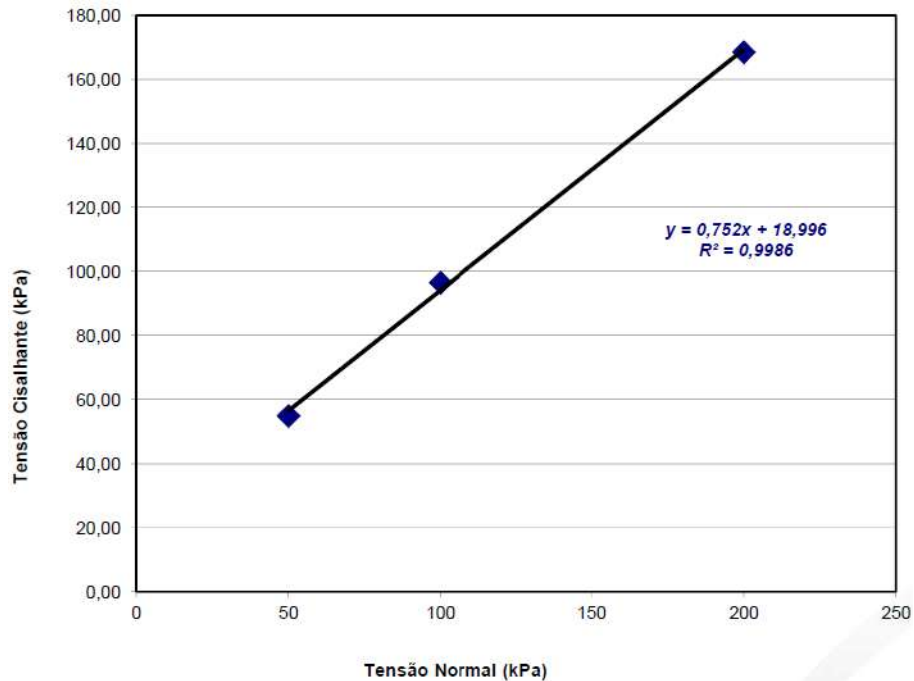


Figura 69: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 03 – terreno vazio.

A Tabela 10 reúne os resultados obtidos referentes aos 3 pontos de cada amostragem, apresentando os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 10: Resumo dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

Amostra	AM 01	AM 02	AM 03
Local	Casa Amarela	Casa Amarela	Terreno Vazio
Condição de umidade	Natural	Inundada	Inundada
Coesão - c (kN/m ²)	33,6	20,9	19,0
ângulo de Atrito - ϕ (°)	34,5	25,5	37,0

Maiores detalhes dos ensaios podem ser vistos no Anexo 3, que relata os resultados brutos de laboratório dos ensaios de cisalhamento direto.

of Soils Under Consolidated Drained Conditions". Tais resultados são descritos nas Figuras 67 a 69.

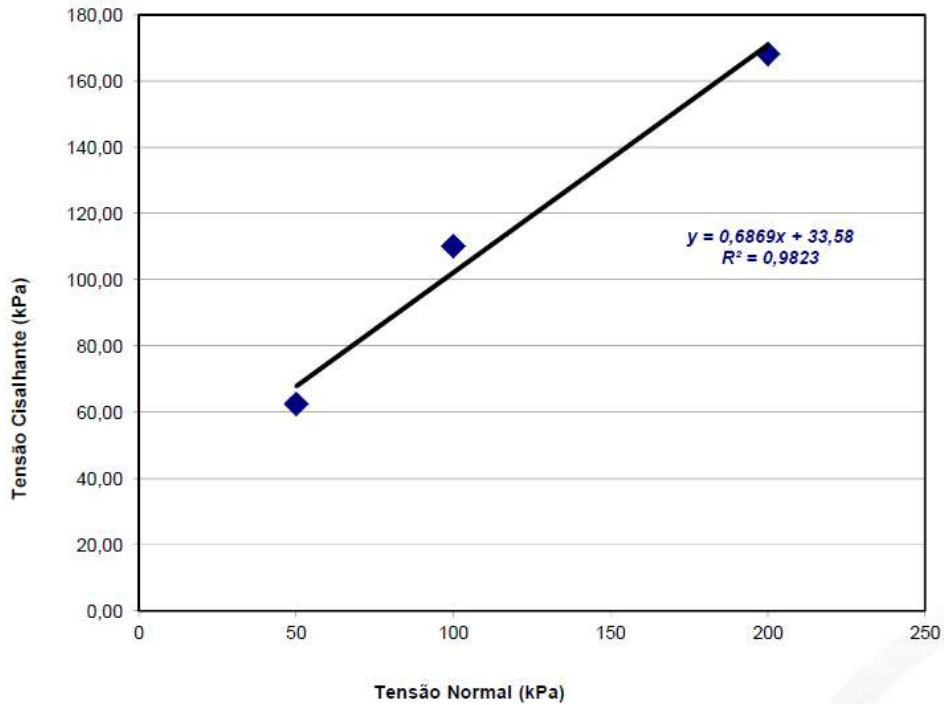


Figura 67: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 01 - casa amarela.

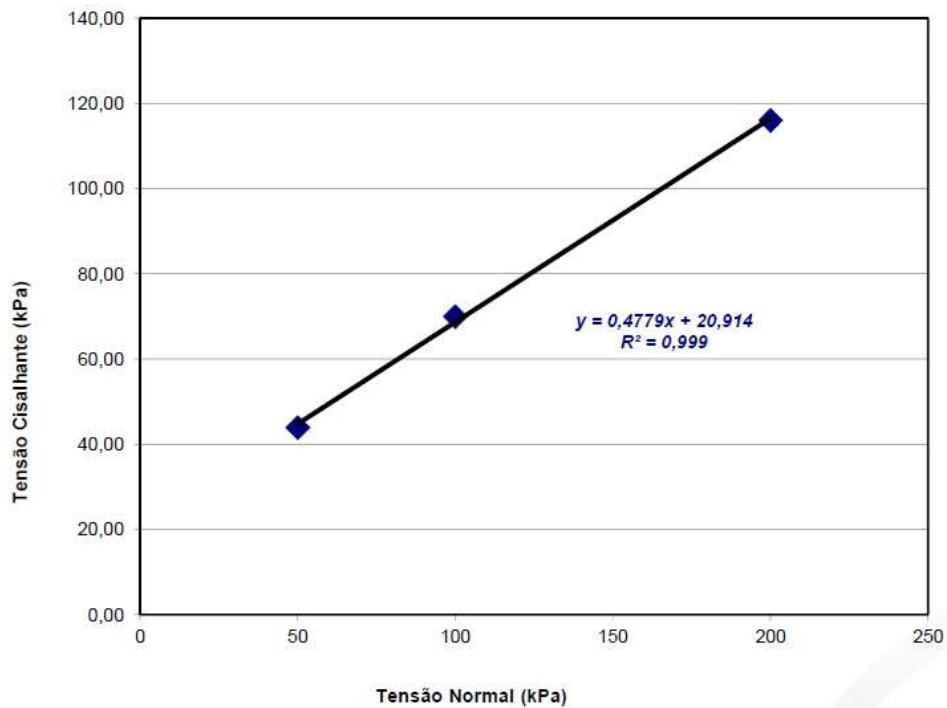


Figura 68: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 02 - casa amarela.

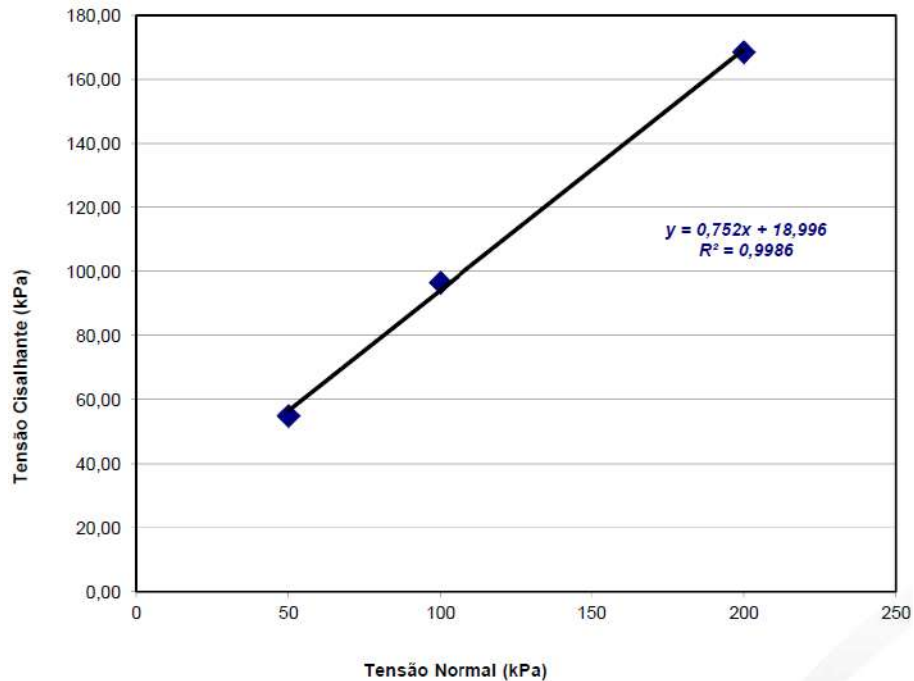


Figura 69: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 03 – terreno vazio.

A Tabela 10 reúne os resultados obtidos referentes aos 3 pontos de cada amostragem, apresentando os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 10: Resumo dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

Amostra	AM 01	AM 02	AM 03
Local	Casa Amarela	Casa Amarela	Terreno Vazio
Condição de umidade	Natural	Inundada	Inundada
Coesão - c (kN/m ²)	33,6	20,9	19,0
ângulo de Atrito - ϕ (°)	34,5	25,5	37,0

Maiores detalhes dos ensaios podem ser vistos no Anexo 3, que relata os resultados brutos de laboratório dos ensaios de cisalhamento direto.

3 INSTRUMENTAÇÃO

No presente estudo, a instrumentação é fundamental, pois trata-se de uma escavação vertical em solo grampeado de aproximadamente 30 m, sendo necessário o controle de possíveis movimentações. Para a análise dos deslocamentos horizontais das paredes de contenção foram instalados 4 inclinômetros, 2 “*tell tales*” e 30 marcos superficiais, distribuídos pelas 4 faces de escavação, a fim de monitorar os deslocamentos e, conseqüentemente, o comportamento do maciço.

O plano de monitoramento da movimentação terá como principal instrumento o inclinômetro, e prevê medição semanal dos instrumentos após a instalação, sendo prevista a medição 3 vezes por semana durante a escavação, e quinzenalmente após a escavação, totalizando cerca de 5 meses de monitoramento.

O critério adotado inicialmente na fase de projeto para controle dos deslocamentos e análise de risco é apresentado na Tabela 11.

Tabela 11: Critérios de alerta.

Observações/Alerta			
Grandezas	Critérios de Alerta		
	Estável	Acompanhamento	Alerta
Deslocamento	< 2 mm/dia	2 a 5 mm/dia	> 5 mm/dia
Deslocamentos absolutos	Para verificação de serviço		Para verificação de estado limite ultimo
	$h/250 = 40\text{mm}$ $\delta_i = 4\text{mm/m}$		$h/100 = 100\text{mm}$ $\delta_i = 10\text{mm/m}$

3.1 Inclinômetro

Os tubos dos inclinômetros foram instalados no interior de perfurações previamente abertas, com diâmetro de aproximadamente 6” (150 mm), executadas pela empresa FGEO ENGENHARIA LTDA. Concluídas a perfuração e a pré-montagem dos tubos (fixação de luvas e alinhamento das ranhuras), os inclinômetros foram inseridos cuidadosamente no furo, garantindo a continuidade das ranhuras, a verticalidade do tubo, e principalmente, o alinhamento de uma das ranhuras com a maior declividade da encosta, ou a direção de maior movimento esperado. Esta

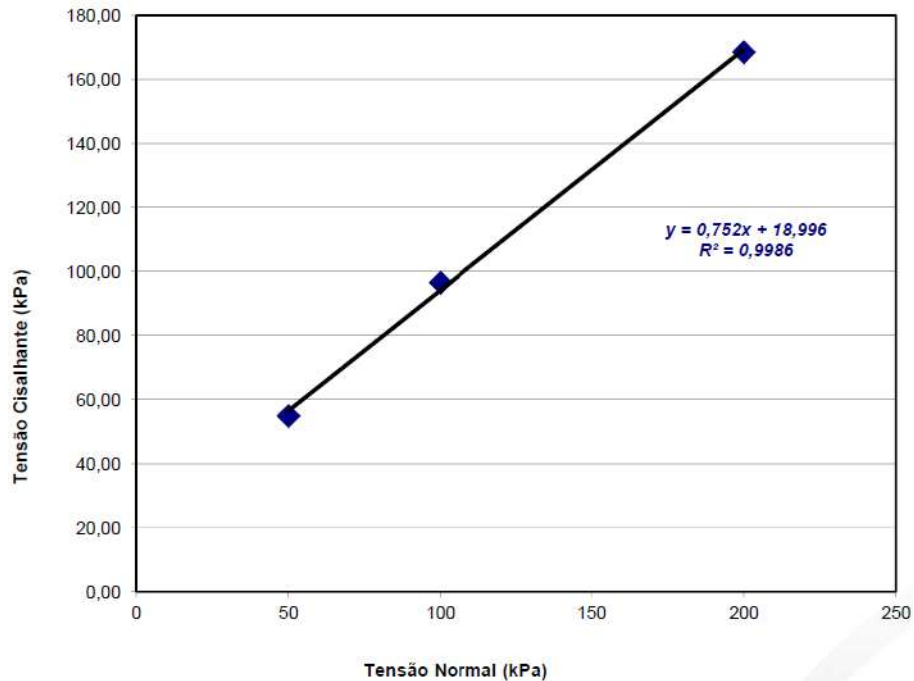


Figura 69: Ensaio de cisalhamento direto da Amostra 03 – terreno vazio.

A Tabela 10 reúne os resultados obtidos referentes aos 3 pontos de cada amostragem, apresentando os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Tabela 10: Resumo dos resultados do ensaio de cisalhamento direto.

Amostra	AM 01	AM 02	AM 03
Local	Casa Amarela	Casa Amarela	Terreno Vazio
Condição de umidade	Natural	Inundada	Inundada
Coesão - c (kN/m ²)	33,6	20,9	19,0
ângulo de Atrito - ϕ (°)	34,5	25,5	37,0

Maiores detalhes dos ensaios podem ser vistos no Anexo 3, que relata os resultados brutos de laboratório dos ensaios de cisalhamento direto.

3 INSTRUMENTAÇÃO

No presente estudo, a instrumentação é fundamental, pois trata-se de uma escavação vertical em solo grampeado de aproximadamente 30 m, sendo necessário o controle de possíveis movimentações. Para a análise dos deslocamentos horizontais das paredes de contenção foram instalados 4 inclinômetros, 2 “*tell tales*” e 30 marcos superficiais, distribuídos pelas 4 faces de escavação, a fim de monitorar os deslocamentos e, conseqüentemente, o comportamento do maciço.

O plano de monitoramento da movimentação terá como principal instrumento o inclinômetro, e prevê medição semanal dos instrumentos após a instalação, sendo prevista a medição 3 vezes por semana durante a escavação, e quinzenalmente após a escavação, totalizando cerca de 5 meses de monitoramento.

O critério adotado inicialmente na fase de projeto para controle dos deslocamentos e análise de risco é apresentado na Tabela 11.

Tabela 11: Critérios de alerta.

Observações/Alerta			
Grandezas	Critérios de Alerta		
	Estável	Acompanhamento	Alerta
Deslocamento	< 2 mm/dia	2 a 5 mm/dia	> 5 mm/dia
Deslocamentos absolutos	Para verificação de serviço		Para verificação de estado limite ultimo
	$h/250 = 40\text{mm}$ $\delta_i = 4\text{mm/m}$		$h/100 = 100\text{mm}$ $\delta_i = 10\text{mm/m}$

3.1 Inclinômetro

Os tubos dos inclinômetros foram instalados no interior de perfurações previamente abertas, com diâmetro de aproximadamente 6” (150 mm), executadas pela empresa FGEO ENGENHARIA LTDA. Concluídas a perfuração e a pré-montagem dos tubos (fixação de luvas e alinhamento das ranhuras), os inclinômetros foram inseridos cuidadosamente no furo, garantindo a continuidade das ranhuras, a verticalidade do tubo, e principalmente, o alinhamento de uma das ranhuras com a maior declividade da encosta, ou a direção de maior movimento esperado. Esta

Tabela 12: Detalhes da instalação dos inclinômetros.

Inclinômetro	INCL 01	INCL 02	INCL 03	INCL 04
Face de Escavação	Norte	Leste	Sul	Oeste
Data de Instalação	07/02/2019	11/02/2019	13/02/2019	06/02/2019
Perfuração em solo (m)	8,00	12,00	9,00	8,50
Perfuração em rocha (m)	18,00	19,00	22,00	16,50
Comprimento total do Furo (m)	26,00	31,00	31,00	25,00
Comprimento total do Inclinômetro (m)	24,50	29,00	29,00	23,50
Cota de topo (m)	+638,7247	+642,2466	+643,5988	+637,6277
Cota de fundo (m)	+614,2247	+613,2466	+614,5988	+614,1277
Cota de leitura - top (m)	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50
Cota de leitura - bottom (m)	-24,50	-29,00	-29,00	-23,50



Figura 71: Inclinômetro instalado.

3.2 Marco Superficial

Os marcos superficiais foram instalados nos locais indicados no projeto de instrumentação, seguindo as seções apresentadas nos desenhos de projeto, demonstradas em 2.1.3 e no Anexo 1. No total foram instalados 30 (trinta) marcos superficiais (MS). O objetivo do monitoramento geotécnico com marcos superficiais é de acompanhar os valores dos deslocamentos, de regiões localizadas no maciço, fornecidos por leituras topográficas com precisão.

Os marcos superficiais são constituídos de pinos de recalque semi-esféricos acoplados a um tubo de ferro galvanizado com diâmetro de 25 mm. Sobre os pinos, apoia-se a mira topográfica no instante do levantamento.

Para as medições, é necessária a implantação de uma referência de nível, instalada no terreno natural, em local afastado da influência da implantação das estruturas, ou alternativamente considerando-se uma referência de nível (“indeslocável”) já existente no local do monitoramento geotécnico. As movimentações horizontais e verticais da face estão sendo fornecidas por marcos superficiais e levantamento topográfico, em 3 direções (X, Y e Z), descrito na Figura 72. Os deslocamentos na superfície do terreno podem ser obtidos por nível óptico, e a convenção adotada nas leituras é ilustrada na Figura 72.

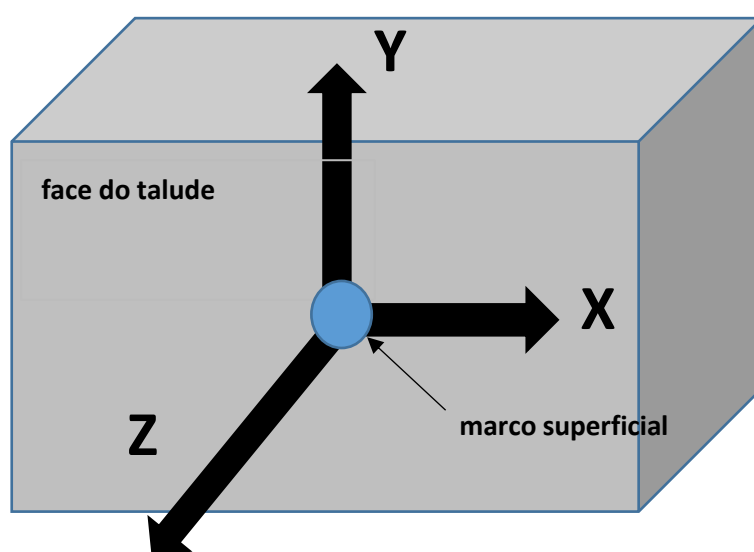


Figura 72: Convenção de sentido das medições.

A interpretação das leituras de deslocamentos de cada marco superficial (MS) foi realizada por seções de instrumentação, conforme resume a Tabela 13. As seções podem ser vistas em 2.1.3 e no Anexo 1.

Tabela 13: Localização dos marcos superficiais.

Face do talude	Seção Instrumentada	Marcos superficiais na seção
Norte	S01	MS 01, MS 02 e MS 03
Norte	S02	MS 04, MS 05 e MS 06
Leste	S03	MS 07, MS 08, MS 09 E MS 11
Leste	S04	MS 13
Leste	S05	MS 12, MS 14, MS 15, MS 16, MS 17 e MS 18
Leste	S06	MS 10, MS 22, MS26, MS 30A*
Sul	S07	MS 19, MS 20, MS 21 e MS 23
Sul	S08	MS 24, MS 25 e MS 27
Oeste	S09	MS 28, MS 29 e MS 30

3.3 “Tell tales”

Assim como os inclinômetros, os “*tell tales*” permitem interpretar a movimentação e o comportamento de uma estrutura de solo grampeado, detectando eventuais planos de ruptura. Os mesmos foram instalados com o objetivo de monitorar os deslocamentos horizontais de pontos específicos em uma mesma cota do talude.

O instrumento é constituído por um fio ou barra de aço. O instrumento com fio é tensionado em sua extremidade interna ancorada, onde será o ponto de medição, e na extremidade externa livre, é fixado um peso. Na região externa, o fio é posicionado verticalmente junto ao peso, sendo assim os deslocamentos horizontais do maciço nos pontos específicos serão os mesmos ocorridos na região vertical do fio. Tal movimentação vertical do peso é obtida por leituras de régua milimétrica fixadas ao quadro de suporte das roldanas. Já a técnica com barra de aço (a qual foi utilizada e está ilustrada na Figura 73) prevê o posicionamento de barras de aço de comprimentos diferentes na mesma cota, com parte da barra na parte de fora do furo, seguida de uma referência externa para a medição. A referência externa é fixada na

parede do muro e mede-se a distância da barra de aço para a referência para tentar identificar não só os deslocamentos horizontais mas onde se dão os deslocamentos e onde ocorrerá a possível cunha de ruptura.



Figura 73: “*Tell tales*” em barra de aço.

Os fios ou barras de aço encontram-se dentro de uma tubulação rígida de PVC para proteção contra o atrito do solo confinante.

A face leste foi escolhida como local preferencial para o controle de movimentações, devido à sua importância e suas características críticas (como a proximidade da casa vizinha) e presença de outros instrumentos, descrita na Figura 74 onde é demonstrada a seção. Nesta face, foram instalados 2 “*tell tales*”, com profundidades de 3,40 m e 11,20 m.

A perfuração dos “*tell tales*” se deu da mesma forma que a perfuração dos grampos, com furos de 75 mm de diâmetro, porém com inclinação de 15° em relação à horizontal.

O “*tell tale*” superior (TT-01) consiste em um conjunto de 3 vergalhões tipo CA 50 de 10 mm de espessura, unidos e dispostos paralelamente, possuindo, cada um, comprimentos diferentes (5 m, 10 m e 20 m), sendo estas as suas profundidades em relação à face do talude. Para fora do talude, foram deixados 10 cm de cada

vergalhão em relação à parede, apoiados sobre um vergalhão em “u” chumbado à parede, que serve de parâmetro externo para as medições dos deslocamentos. Pode-se observar a instalação na Figura 75.



Figura 74: Foto da obra – 13/05/19.



Figura 75: Instalação do TT-02.

Já o “*tell tale*” inferior (TT-02) consiste em um conjunto de 2 vergalhões, de comprimentos iguais a 4 m e 8 m, com as mesmas especificações do “*tell tale*” superior.

3.4 Resultados da Instrumentação

3.4.1 Inclinometria

É importante citar que a instrumentação analisada à seguir será relativa à escavação de solo, pois após o início do processo de detonação em rocha, alteraram-se bruscamente os resultados de alguns instrumentos. Portanto, para posterior análise e comparação, só serão interessados os dados sem influência da detonação. Tais dados foram medidos até as primeiras semanas de maio.

Conforme foi observado em campo, o inclinômetro INCL-02 apresentou inicialmente incompatibilidade nos resultados dos deslocamentos horizontais em profundidade. Uma verificação mais detalhada constatou um problema na conexão do primeiro segmento do tubo guia (na profundidade de 2,5 m). Tal conexão desviava a ranhura original do inclinômetro, deixando-o sem seguimento guia para as rodas. Portanto tais leituras são consideradas errôneas e irreais, com elevadíssima deformação e comportamento sem sentido físico. Por esta razão, as leituras até 14/03/2019 foram desconsideradas. Após essa data, o desvio na conexão já havia sido reparado e as leituras se apresentaram condizentes com a realidade do caso.

Além disso, nessa etapa de obra foi decidido que as leituras só iriam ser realizadas a partir de 2,5 m, pois acima desta profundidade as leituras teriam deformação considerada constante, portanto o mesmo valor lido em 2,5 m se repetia até 0 m em datas distintas, não sendo necessária a leitura superior a esse ponto, economizando tempo de medição e trazendo mais segurança ao instrumentador.

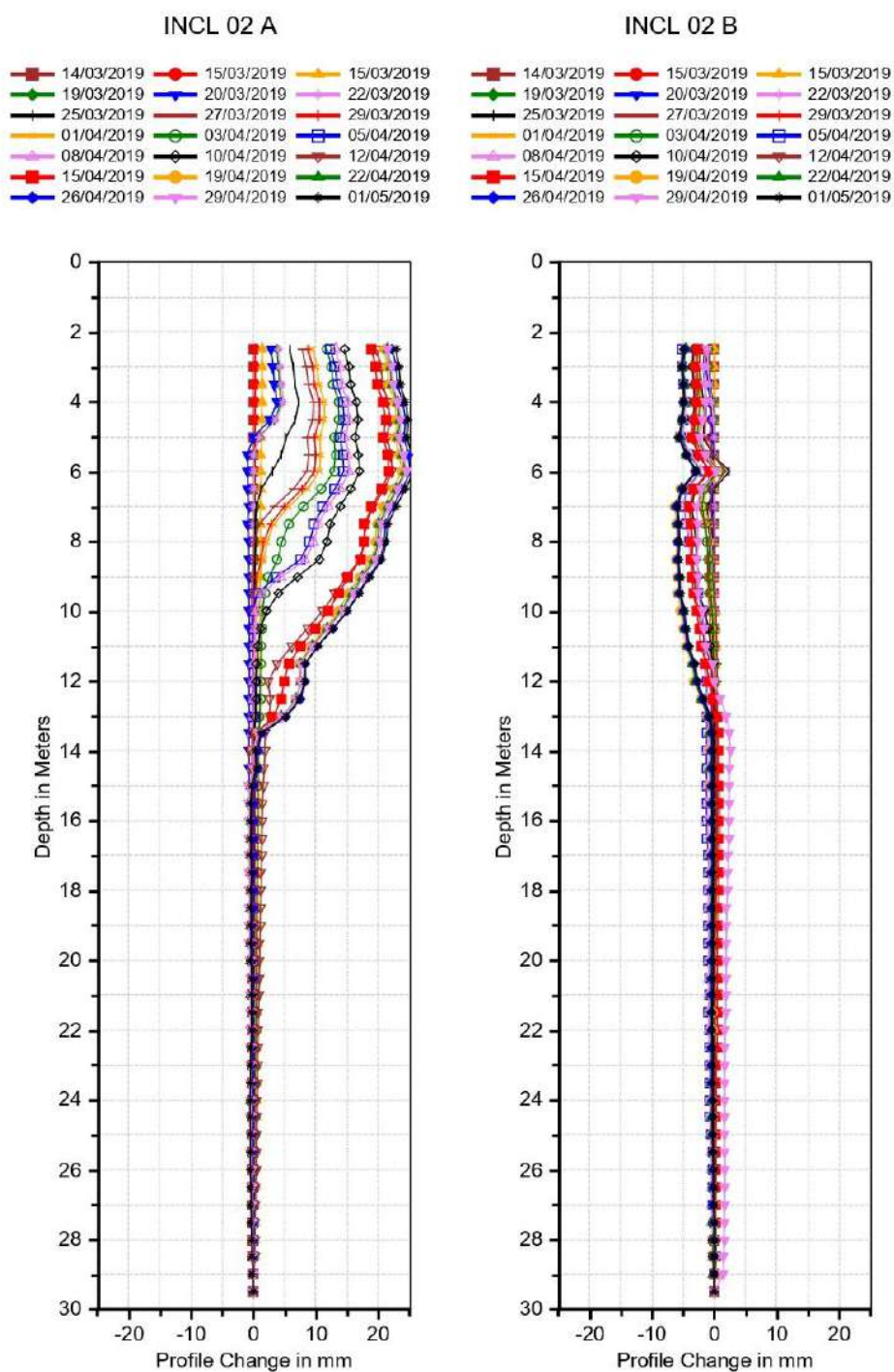


Figura 76: Deslocamento Horizontal do INCL02.

Analisando a Figura 76, já com os dados a partir de 14/03/19, é interessante notar que os deslocamentos horizontais foram máximos próximo ao topo da escavação (“terço superior”), como é de se esperar em escavações verticais em solo grampeado, citado em 1.2.2. De um modo geral, os resultados apresentados pelos

inclinômetros indicam um bom funcionamento da instrumentação e ilustram que há um aumento dos deslocamentos horizontais, conforme o avanço da escavação, com valores maiores de deslocamentos nos inclinômetros INCL-02 (Figura 76) e INCL-03 (Figura 77), sendo 25,63 mm e 22,96 mm respectivamente.

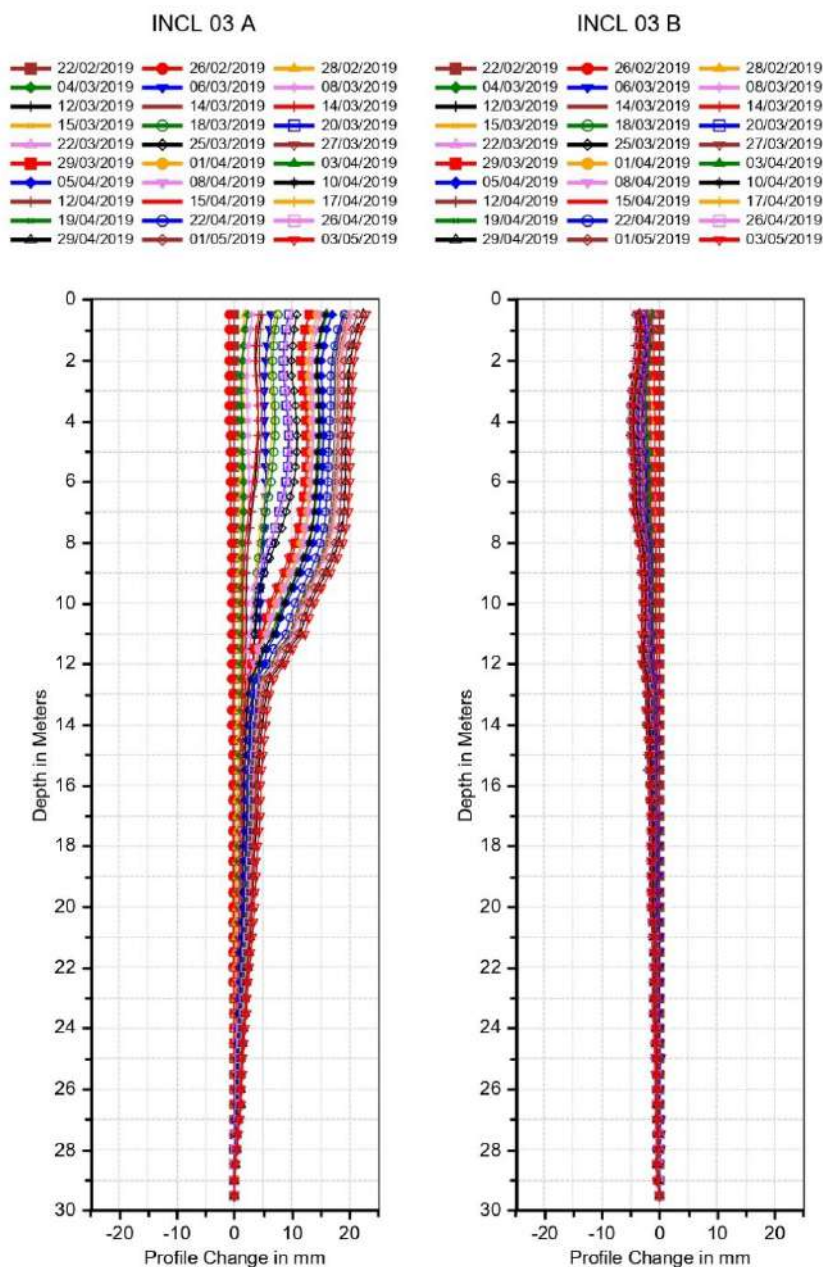


Figura 77: Deslocamento Horizontal do INCL03.

A diferença no padrão de comportamento dos inclinômetros está associada ao processo executivo, à geometria do talude e às características geotécnicas do maciço

reforçado. É importante mencionar que houve uma aceleração expressiva no que se refere ao deslocamentos no “setor sul” e “setor leste”, aquém daquela esperada de acordo com as premissas de projeto e observações em obras semelhantes na visão da projetista, assim como no gráfico de velocidade de (Figura 78). O período relatado com deslocamento excessivo foi no início de abril, e o ocorrido se deu devido à escavação excessiva da face, desconfinando uma altura de escavação maior que prevista, e conseqüentemente ocasionando maiores deslocamentos.

Por esta razão, a FGEO ENGENHARIA LTDA recomendou, em virtude dos resultados dos inclinômetros, que todas as escavações fossem realizadas em bancadas, com altura de escavação de até 2 m e em nichos de escavação inferior a 5 m, assim como descrito em 1.1.4. Na sequência à etapa de escavação, foi recomendado executar imediatamente o grampeamento do maciço e concreto projetado para posteriormente seguir com nova etapa de escavação. Qualquer procedimento diferente deste poderia comprometer as premissas do projeto do ponto de vista de estabilidade e segurança da obra.

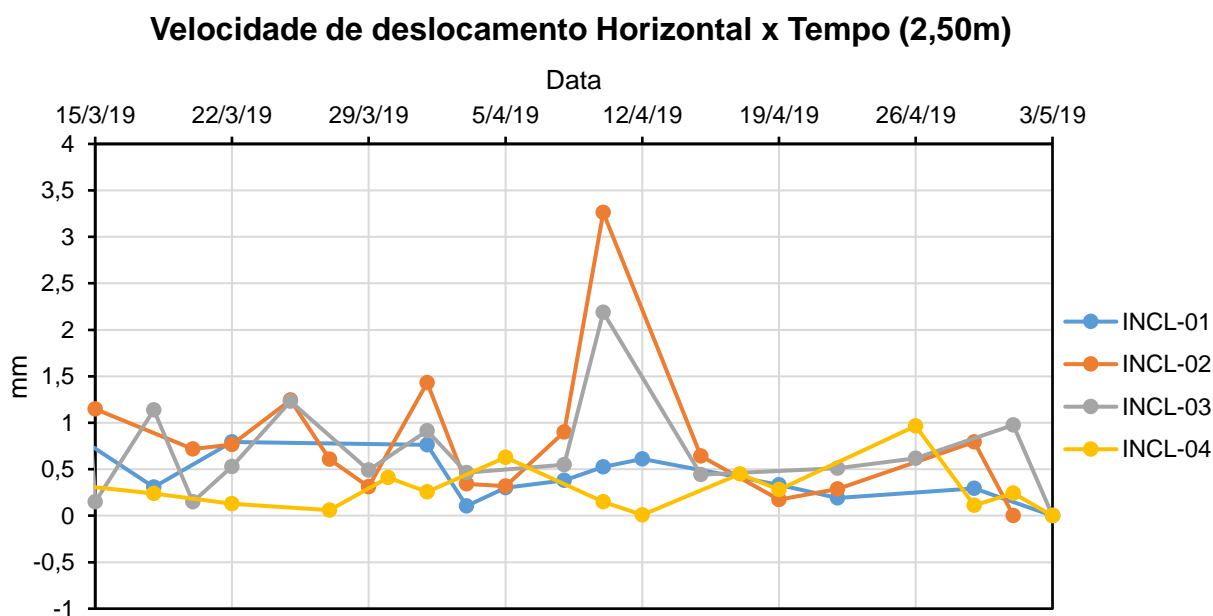


Figura 78: Velocidade de deslocamento dos inclinômetros a 2,50 m do topo da escavação x tempo.

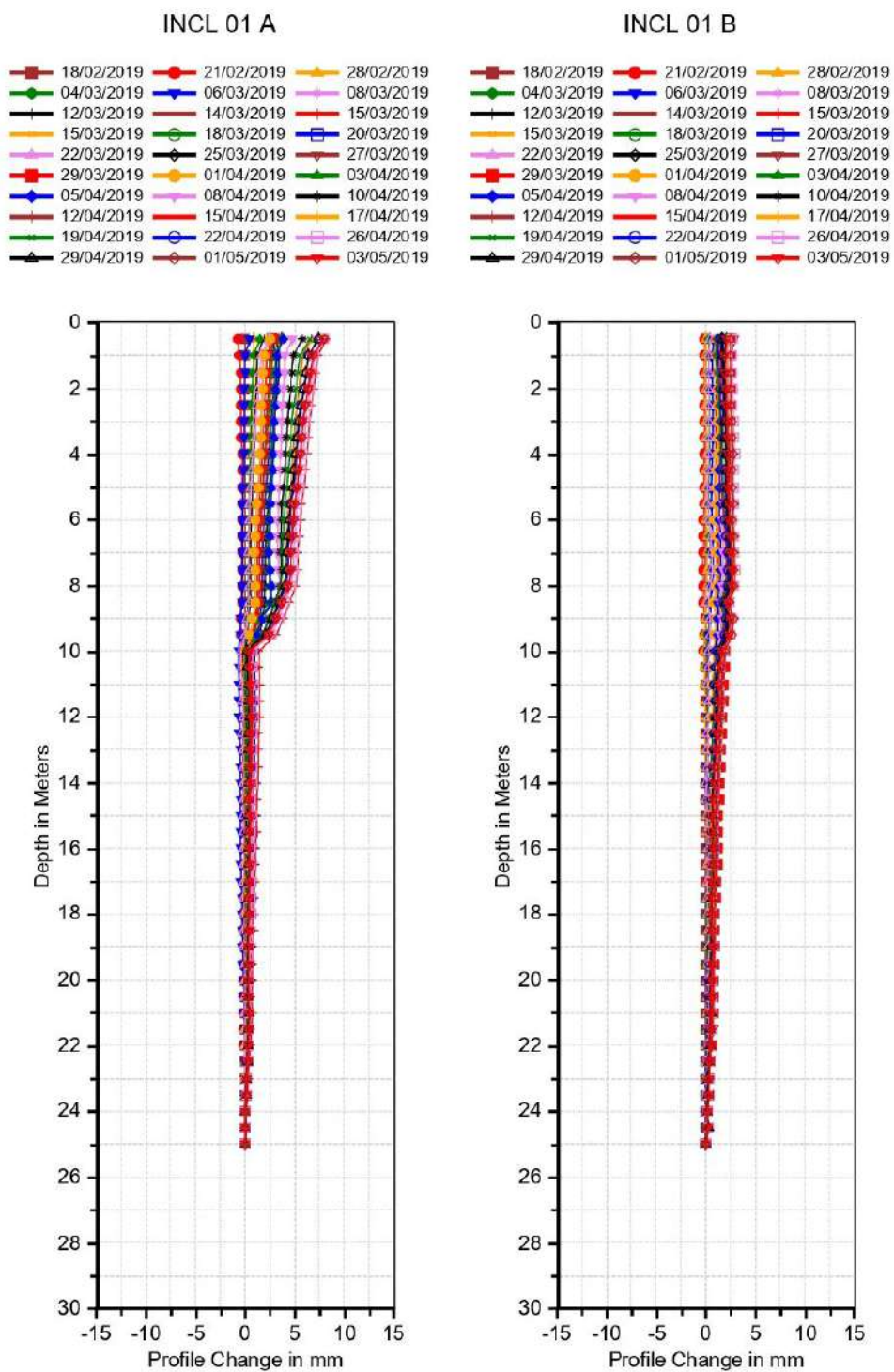
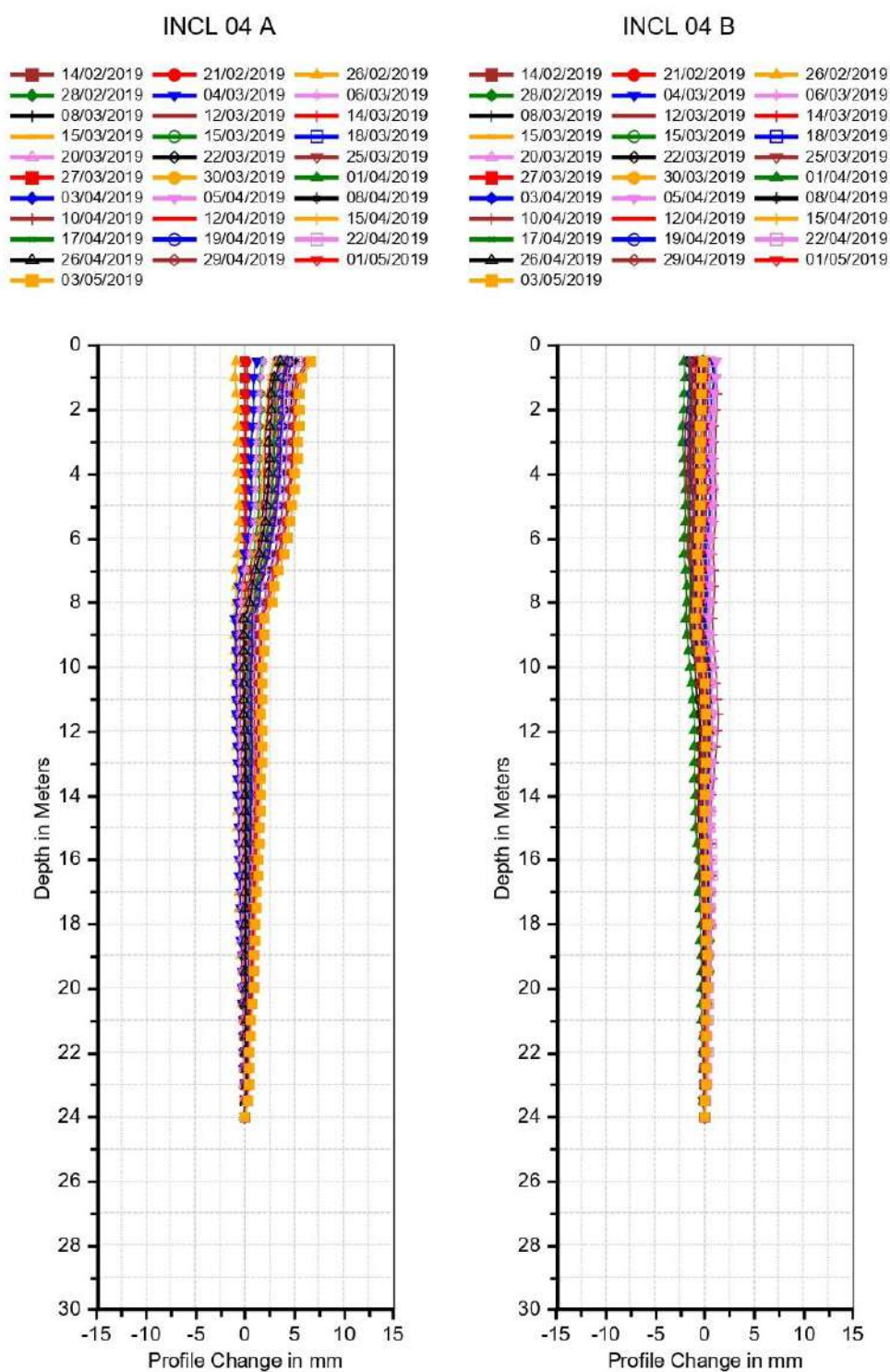


Figura 79: Deslocamento Horizontal do INCL01.



É importante citar a diferença de deformações encontradas nas faces oeste e norte (Figuras 79 e 80) que apresentam deslocamentos menores em relação a leste e sul. Tal diferença seria devido à pré-escavação citada anteriormente nas faces oeste

e norte. Provavelmente os valores de deformação relativos a um mesmo início de escavação seriam extremamente semelhantes, uma vez que se trata do mesmo material, mesma técnica de contenção e velocidade de escavação executiva. Os deslocamentos máximos relatados foram de 8,37 mm na face norte e 6,80 mm na face oeste.

A movimentação do maciço pode ser acompanhada pelos históricos de deslocamentos horizontais (δ_h), obtidos a partir dos dados dos inclinômetros, na profundidade de 2,50 m. As Figuras 81 a 84 ilustram os deslocamentos fornecidos pelos inclinômetros na direção principal de movimento, junto ao crescimento da relação entre altura de escavação até o momento, e altura total de escavação. É importante citar que a porcentagem de avanço executivo da escavação só fará referência à escavação em solo.

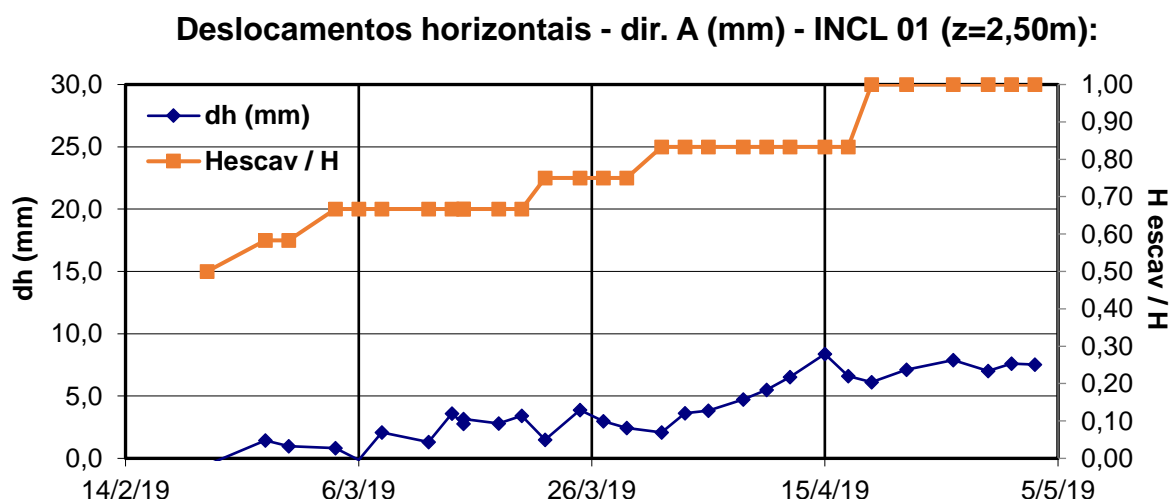


Figura 81: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-01.

No INCL 01 (face norte) pode-se observar que os deslocamentos se desenvolveram junto ao avanço executivo das escavações e apresenta um intervalo considerado constante nos períodos entre escavações. A velocidade de deformação média foi aproximadamente 0,11 mm/ dia (observado na Figura 78 e 81).

Na face leste, o INCL 02 apresentou as maiores deformações, assim como citado anteriormente. Sua progressão de deslocamentos foi simultânea à escavação, que nesta face teve uma maior velocidade executiva em relação às demais. A

velocidade média de avanço de deslocamentos da face leste relatada pelo inclinômetro foi de 0,53 mm/dia, assim como observado na Figura 82.

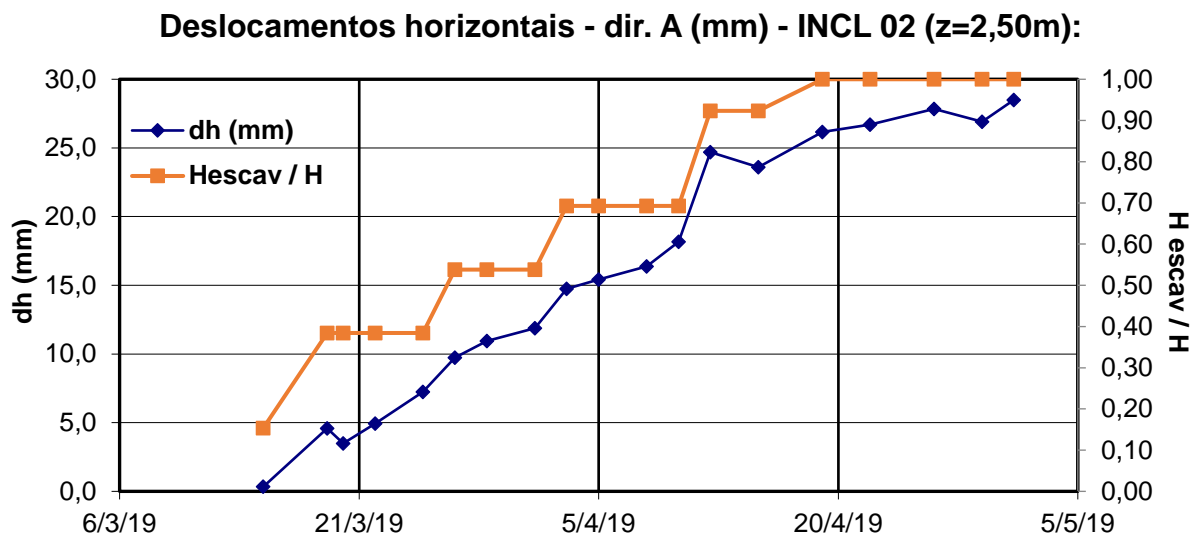


Figura 82: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-02.

Na data de 03/05/2019, ao se realizar a leitura do INCL-02 (parede leste), o torpedo ficou preso a uma profundidade de 10,65 m abaixo da boca do tubo, sem conseguir se locomover para cima ou para baixo. Este fato mereceu maior atenção pois sugere alguma movimentação mais expressiva, já antecipada pelo padrão de comportamento do inclinômetro. Embora uma verificação visual na região próxima ao inclinômetro não tenha detectado nenhuma indicação de movimentação significativa (associada à presença de rachaduras ou fissuras aparentes no concreto ou na crista do talude), algumas ações imediatas foram recomendadas. Entre as recomendações apresentadas, foi realizada na data de 08/05/2019 uma inspeção mais detalhada no tubo do inclinômetro INCL-02, com escavação localizada na profundidade de 10,65 m para tentar identificar o problema no tubo.

A Figura 83 registra a constatação de dano no tubo do INCL-02, na profundidade supracitada. A equipe de campo da FGEO ENGENHARIA LTDA conseguiu recuperar o torpedo que estava preso dentro do tubo e recuperar a região danificada do tubo. Além disso novas calibrações das leituras foram realizadas para que o torpedo pudesse ser novamente utilizado com certa confiabilidade e acurácia

nas medições futuras. Por estas razões, não foram realizadas leituras dos inclinômetros na semana de 06 a 10 de maio de 2019.

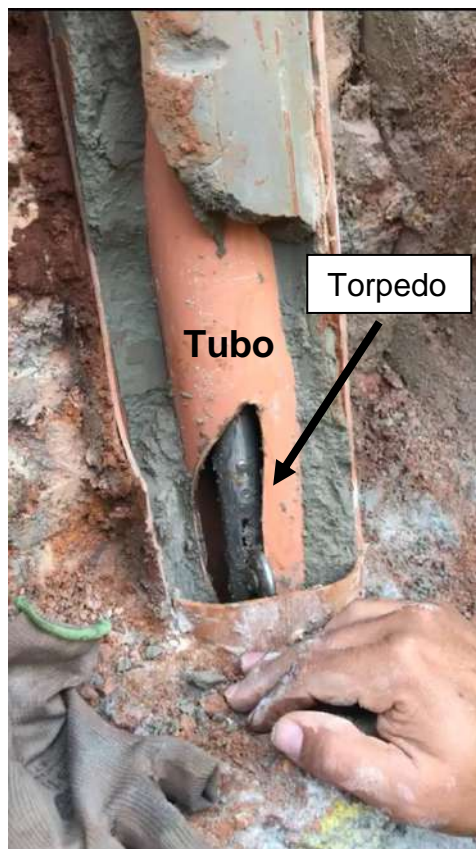


Figura 83: Trecho do tubo do INCL-02 danificado.

Os deslocamentos relatados na face sul também foram significativos, como foi apresentado anteriormente nos resultados do instrumento. Além da face sul apresentar menor deformação absoluta em comparação com a face leste, a velocidade média encontrada pelo INCL 03 fora cerca de 0,35 mm/dia (Figura 84 e 78).

O comportamento comparativo das deformações em relação ao avanço das escavações se assemelha ao INCL 02.

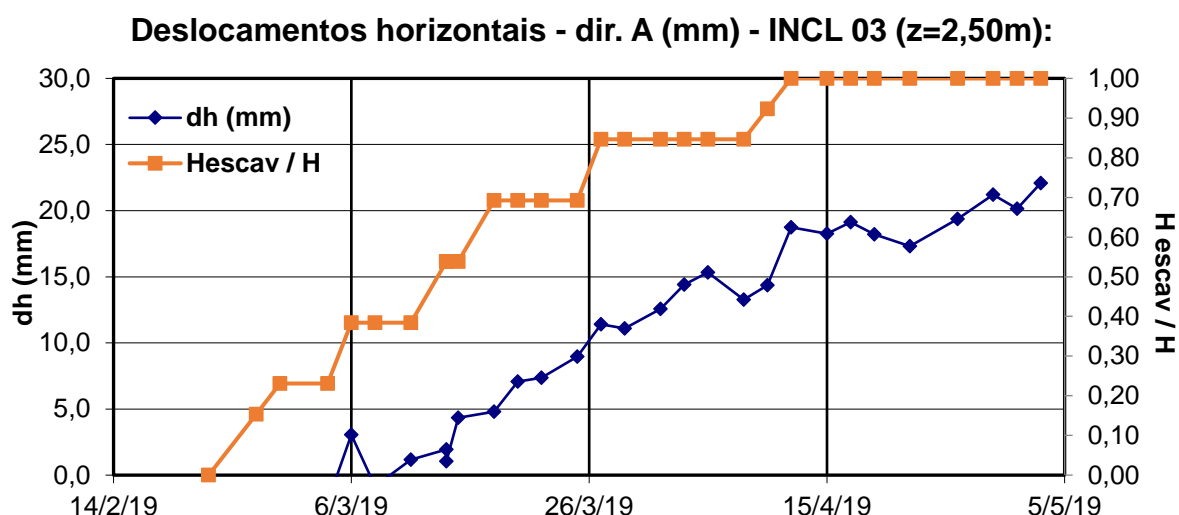


Figura 84: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-03.

A Figura 85 apresenta o comportamento dos deslocamentos horizontais na face oeste, que assim como a norte, obteve pequenas deformações.

É possível observar que a pequena velocidade média de deslocamentos, 0,092 mm/dia, caracterizou um pequeno deslocamento absoluto ao final proporcional ao esperado em uma menor face de escavação, assim como foi a face norte. Os deslocamentos se mantiveram praticamente constantes durante os intervalos de avanço executivo de escavação.

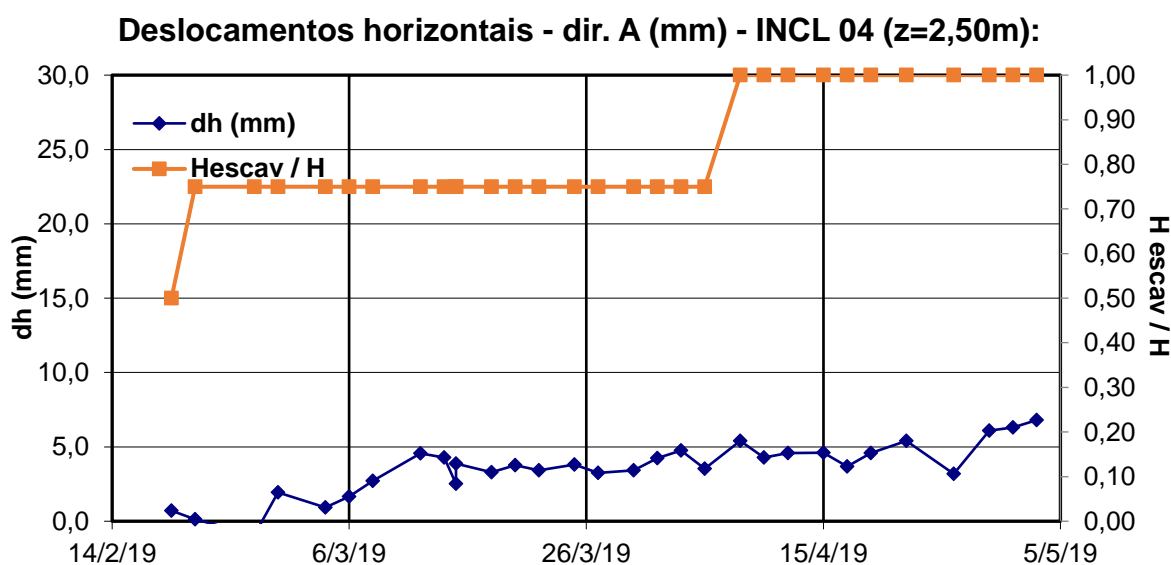


Figura 85: Histórico de deslocamentos horizontais na direção principal para INCL-04.

3.4.2 Marcos Superficiais

Nas datas anteriores a 22/03/2019, percebeu-se que os deslocamentos dos marcos superficiais apontados pela topografia possuíam valores instáveis e incompatíveis com os apresentados pela inclinometria. Constatou-se que o procedimento estava sendo feito de maneira incorreta, com utilização da baliza no momento da leitura, causando interferências e imprecisão nas leituras. Portanto, a partir de 22/03/2019 a equipe de topografia realizou as leituras com marcos de centralização forçada e sem utilização da baliza, encaixando-se o prisma direto na esfera que se conecta ao marco, que é o procedimento correto, minimizando as imprecisões e os erros de leitura. Por esta razão as leituras anteriores serão desconsideradas e a interpretação das leituras fornecidas pelos marcos superficiais foram feitas a partir de 22/03/2019.

As Figuras 86 a 105 apresentam as medições de deslocamentos verticais e horizontais dos marcos superficiais em operação (por face instrumentada). De um modo geral, observa-se que não há variação significativa nas medições, com o avanço das escavações. Observa-se alguma variação mais significativa de forma pontual, não representando o comportamento global dos instrumentos por seção, principalmente nas medições dos marcos superficiais: MS-02 (DY), MS-21 (DZ), MS-25, MS-29 (DX). Ressalta-se que nas últimas semanas de leituras, todos os marcos superficiais apresentaram variações nos deslocamentos na ordem de 10 a 20 mm.

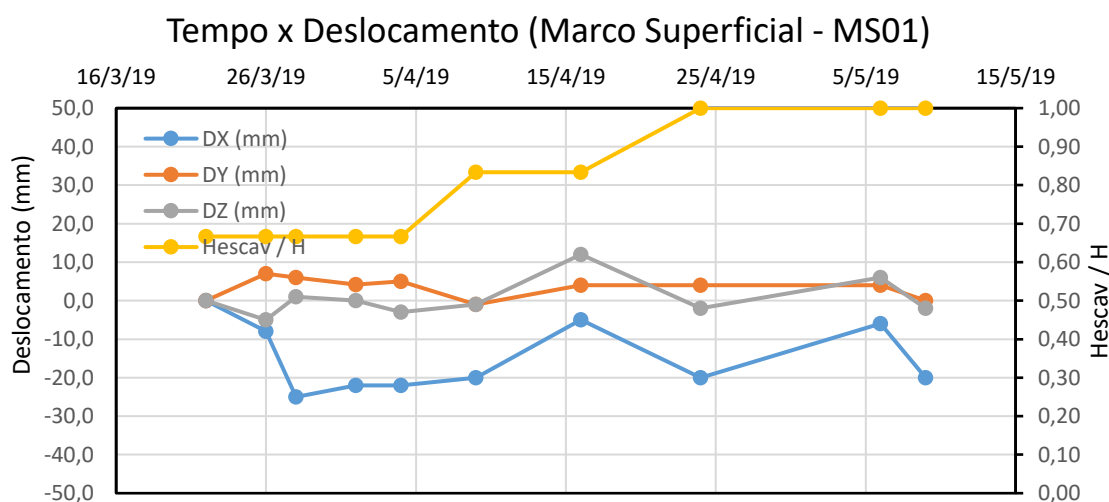


Figura 86: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 01 – Seção 01 – FACE NORTE.

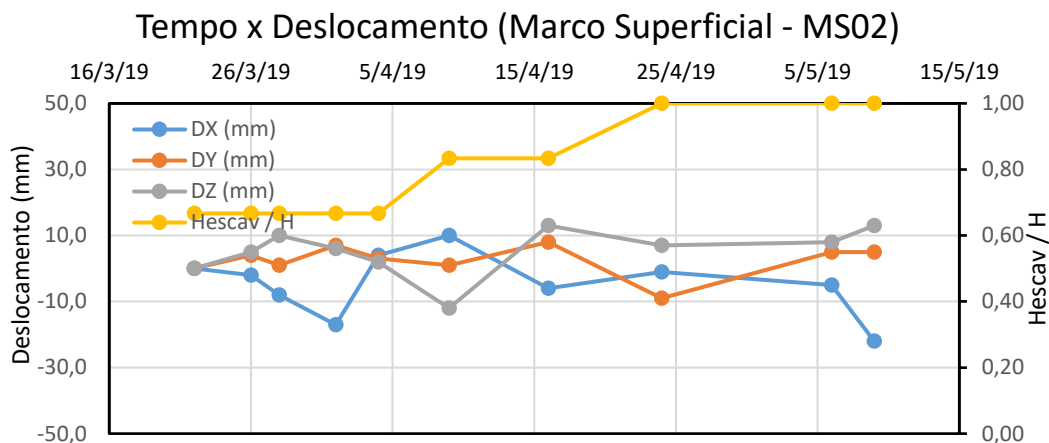


Figura 87: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 02 – Seção 01 – FACE NORTE.

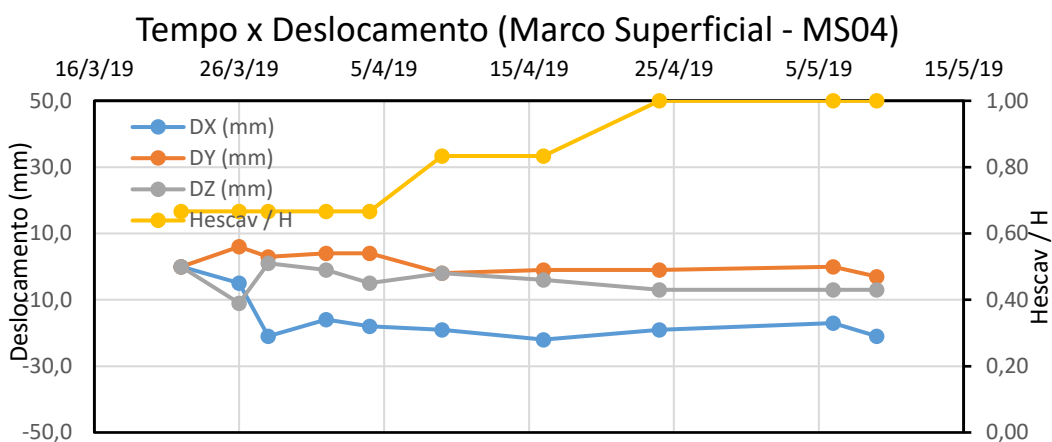


Figura 88: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 04 – Seção 02 – FACE NORTE.

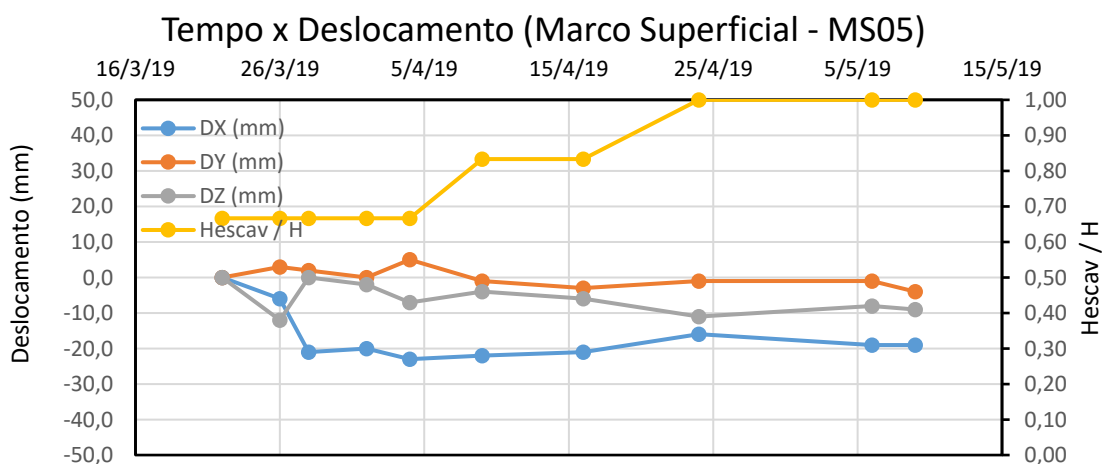


Figura 89: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 05 – Seção 02 – FACE NORTE.

O marco superficial apresenta algumas incertezas devido ao erro de medição dos operadores e/ou instrumentos utilizados, então variações mínimas de sentido serão desconsideradas.

Também é importante citar que a porcentagem de escavação apresentada no gráfico inclui somente a fase de solo, assim como discutido anteriormente.

Em análise aos marcos superficiais é notável o progressivo aumento dos deslocamentos ao longo do tempo. Na face norte apresentam-se as seções 01 e 02, onde se observa que os marcos MS01 e MS04, que se encontram no topo, não apresentam significativa deformação progressiva em relação ao tempo (em observação aos eixos z e y), já o MS02 e MS05 localizados à aproximadamente 5,7 e 4,0 m abaixo da crista do talude apresentam um pequeno aumento em relação ao tempo, com o deslocamento máximo em torno de 13 mm, e velocidade média de 0,27 mm/dia. Tal face (Figuras 86 a 89) relata menores deslocamentos, e isso acontece devido a menor altura de escavação desta face em relação às demais, resultando um deslocamento horizontal de face em torno de 0,10% H na face norte.

Acredita-se, também, que as medições iniciais do eixo X não estão aferidas, pois as primeiras medições apresentam grande deslocamento em relação ao ponto inicial. No entanto, a partir de tais pontos, o comportamento se torna razoável e com pequenos deslocamentos ao longo do tempo.

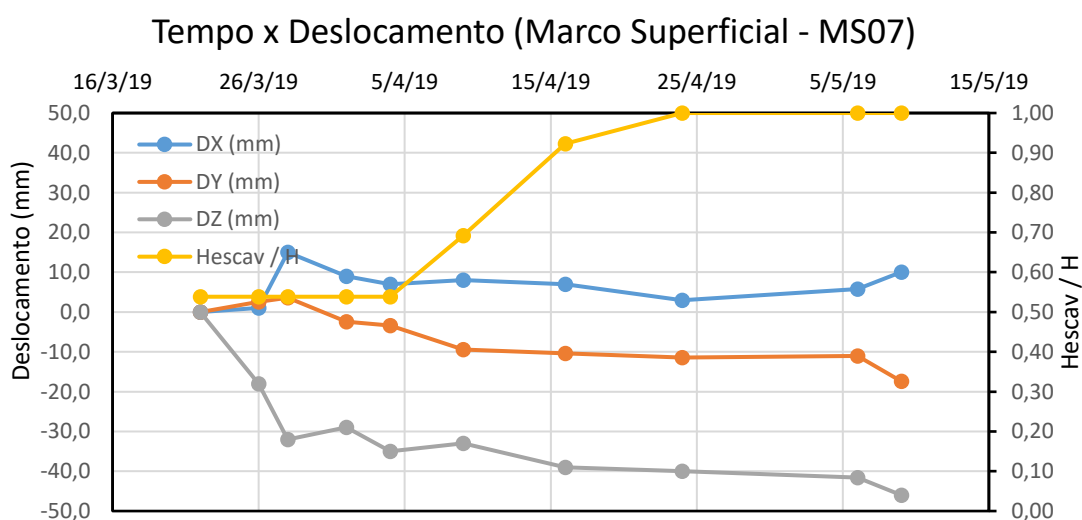


Figura 90: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 07 – Seção 03 – FACE LESTE.

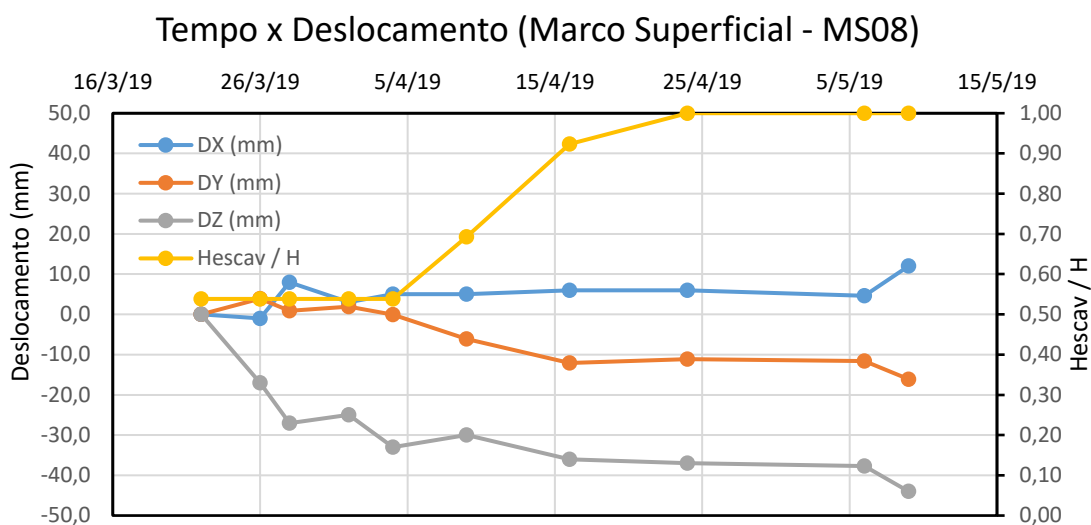


Figura 91: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 08 – Seção 03 – FACE LESTE.

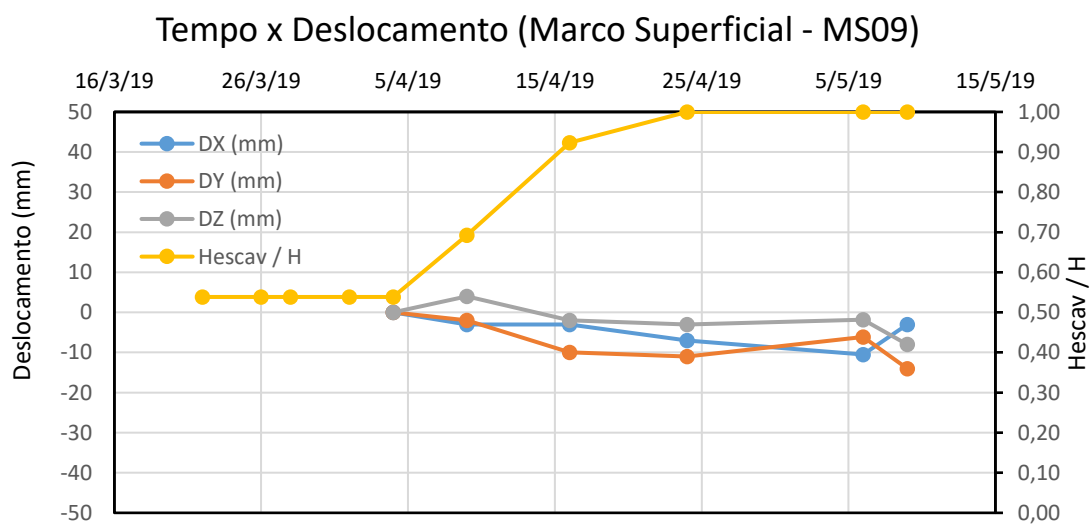


Figura 92: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 09 – Seção 03 – FACE LESTE.

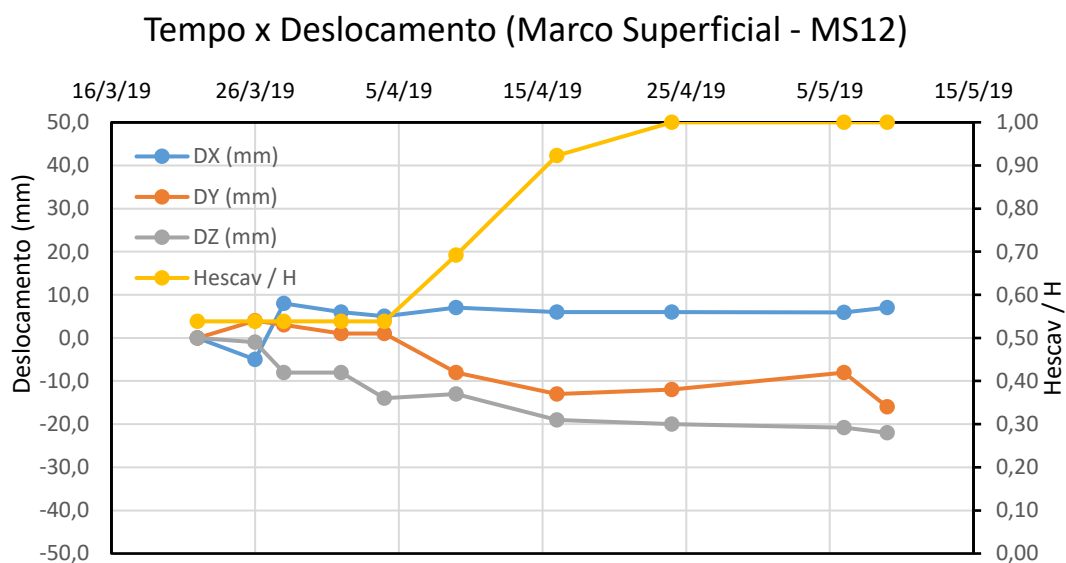


Figura 93: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 12 – Seção 05 – FACE LESTE.

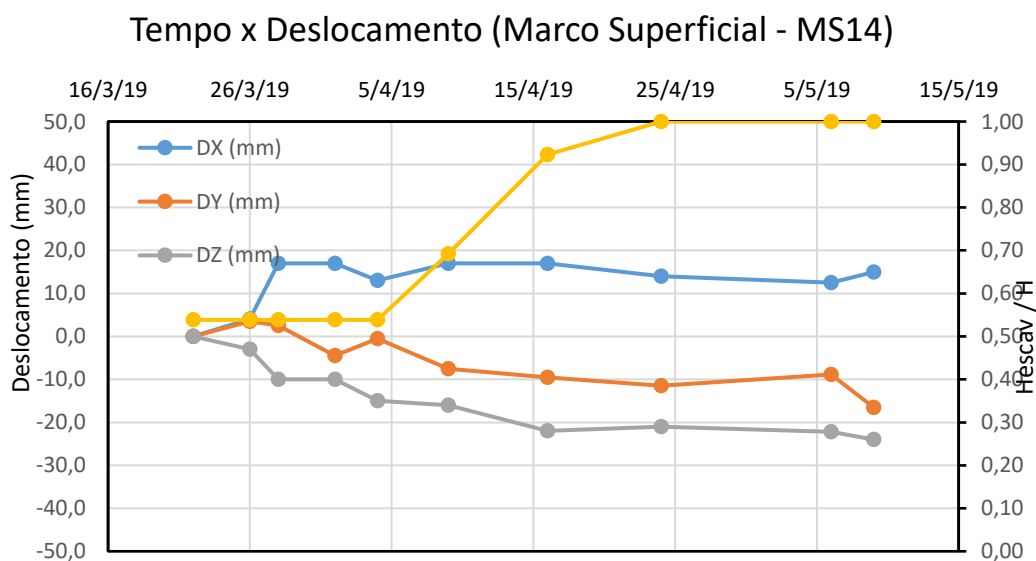


Figura 94: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 14 – Seção 05 – FACE LESTE.

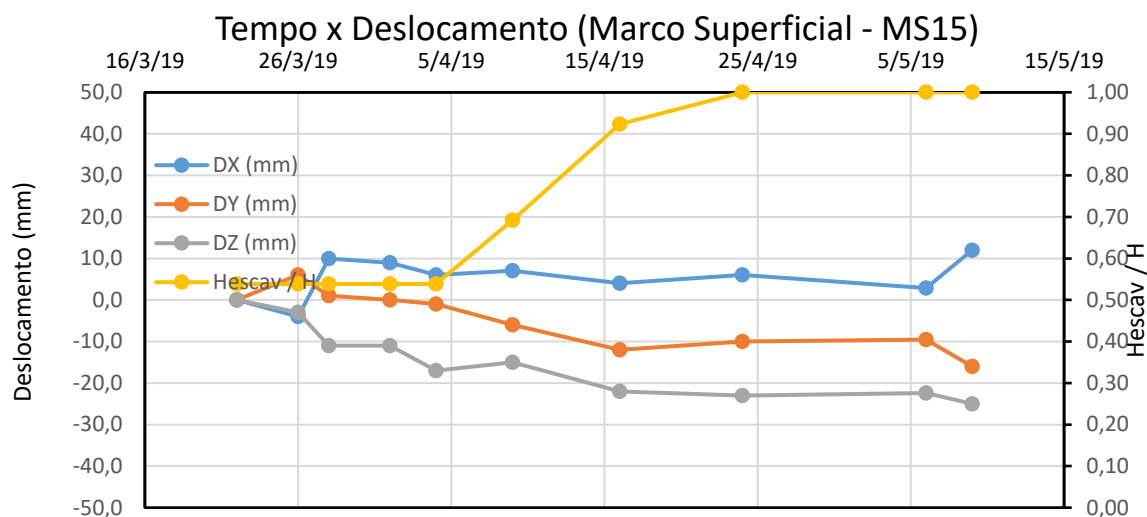


Figura 95: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 15 – Seção 05 – FACE LESTE.

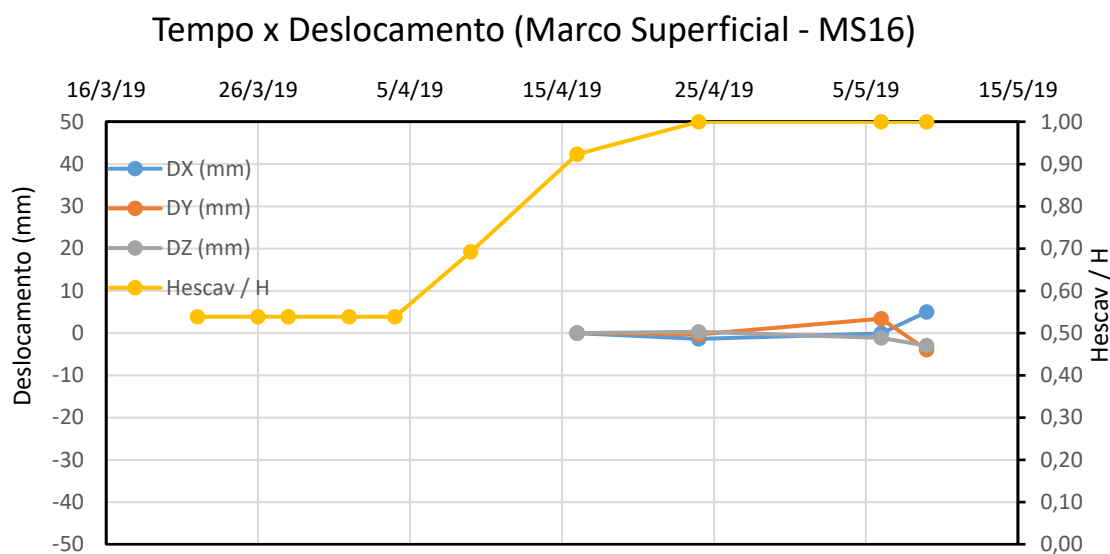


Figura 96: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 16 – Seção 05 – FACE LESTE.

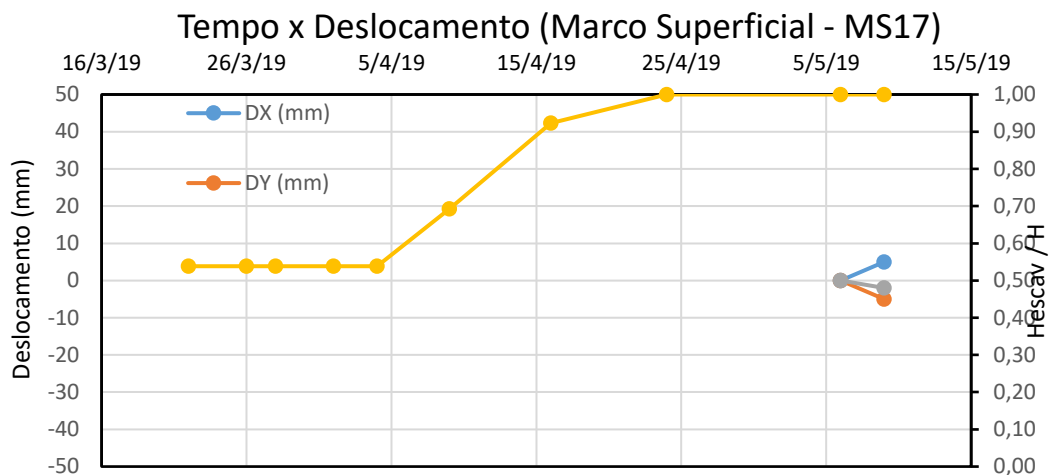


Figura 97: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 17 – Seção 05 – FACE LESTE.

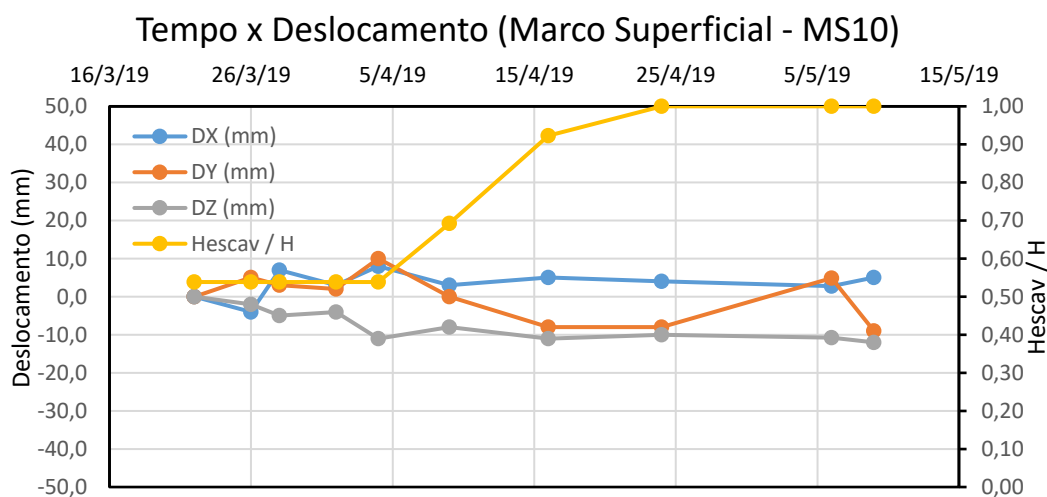


Figura 98: Deslocamentos fornecidos pelo Marcos Superficial 10 – Seção 06 – FACE LESTE.

A face leste apresenta as seções 03, 04, 05 e 06. Na seção 03 (Figura 88) houve uma certa incompatibilidade de dados em relação ao eixo Z, o que demonstraria uma deformação excessiva com pouco avanço executivo da escavação, além de tais valores não serem semelhantes às demais seções na mesma face. Porém a velocidade de evolução dos deslocamentos a partir da segunda medição é considerada razoável e dentro dos padrões esperados. Acredita-se então que os pontos iniciais marcados pela topografia são equivocados, acrescentando uma diferença de cerca de 30 mm nos dados lidos posteriormente. Desconsiderando tal

erro (2 pontos iniciais), a seção gerou um deslocamento máximo de aproximadamente 17 mm (0,13%H) em velocidade média de 0,50 mm/dia. Já os eixos X e Y da seção 03 apresenta um bom comportamento e pouco deslocamento ao longo do tempo.

A seção 04 é referente a um ponto isolado no muro que se tornou inacessível em 22 de março de 2019. Sendo assim, tal seção será desconsiderada.

A seção 05 (Figura 93 a 97) será a seção de maior relevância para a atual pesquisa, uma vez que tal seção é compartilhada com outros instrumentos de medição. Todos os eixos apresentaram resultados de grande razoabilidade e um comportamento dentro do esperado. O eixo Z se deslocou com uma velocidade de escavação parecida com a velocidade do mesmo eixo da seção 03, cerca de 0,47 mm/dia, considerada estável no critério mencionado na Tabela 11, totalizando ao final um deslocamento em torno de 22,96 mm, 0,18% da altura de escavação da face leste (até o dia 06/05/2019). Os dados gerados pelos eixos X e Y, apresentam uma variação de cerca de 10 mm do eixo Y e 5 mm no eixo X, relatando um comportamento normal do paramento.

A seção 06 (Figura 98) terá uma menor profundidade de escavação total devido à porção de solo encontrada no terreno que acompanha a elevação geológica das camadas, aproximadamente 10 m. Desta forma, seu deslocamento máximo fora de 12 mm, em torno de 0,13% de H com velocidade média de deformação relativa de 0,25 mm/dia no eixo Z. Os resultados dos eixos X e Y apresentam uma pequena variação de cerca de 8 mm do eixo Y e 5 mm no eixo X, bem próximo do relatado nas seções analisadas anteriormente.

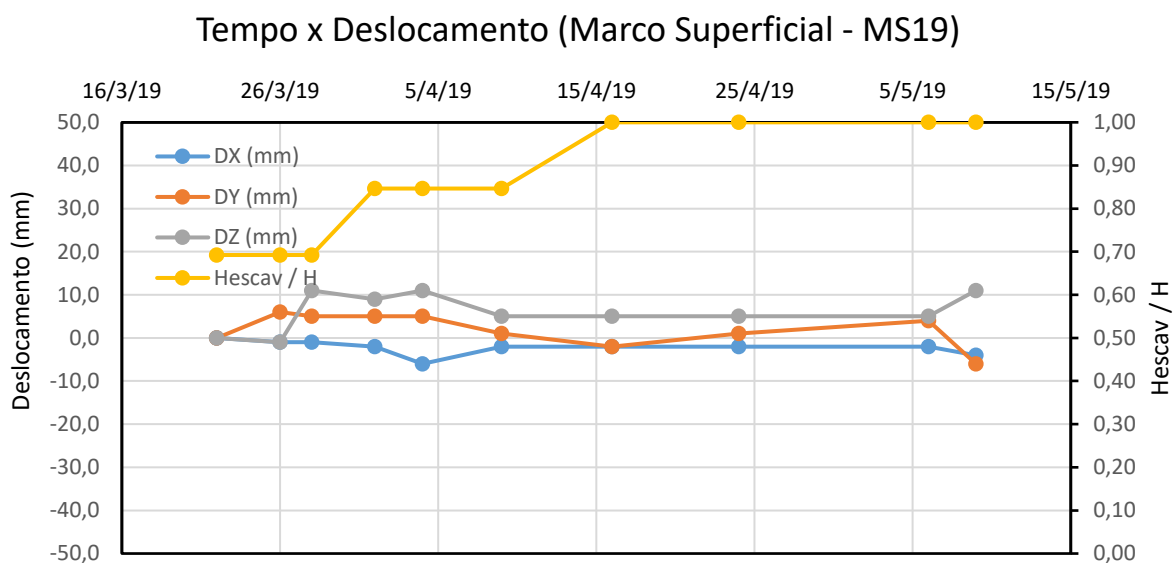


Figura 99: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 19 – Seção 07 – FACE SUL.

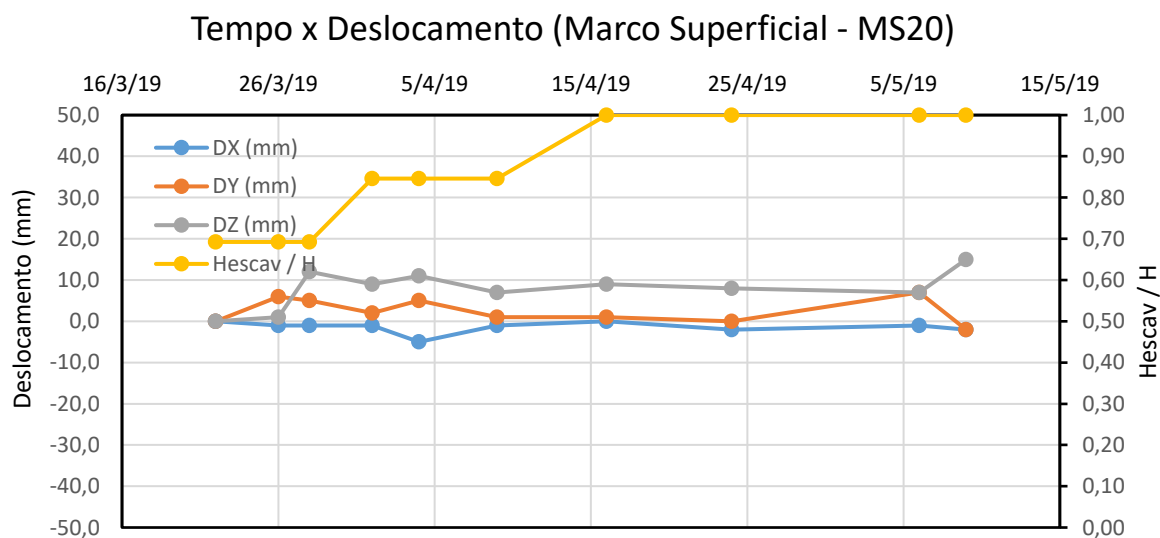


Figura 100: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 20 – Seção 07 – FACE SUL.

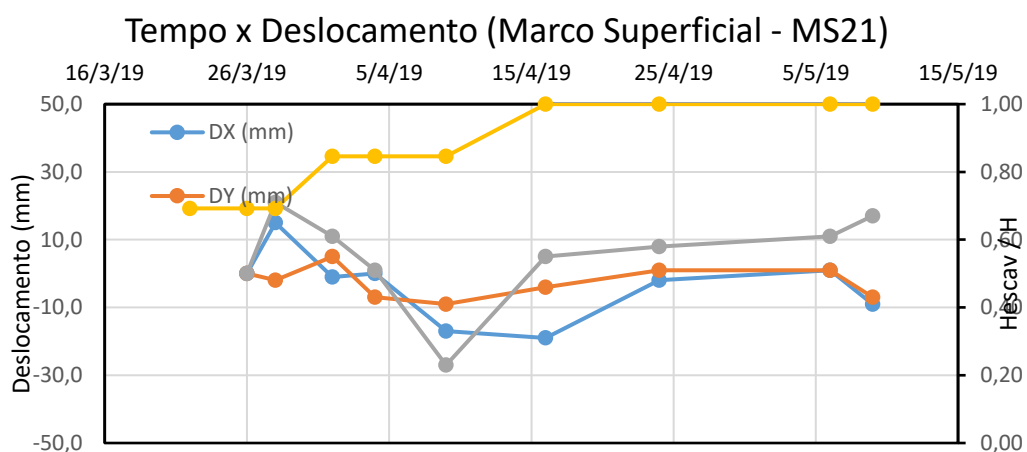


Figura 101: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 21 – Seção 07 – FACE SUL.

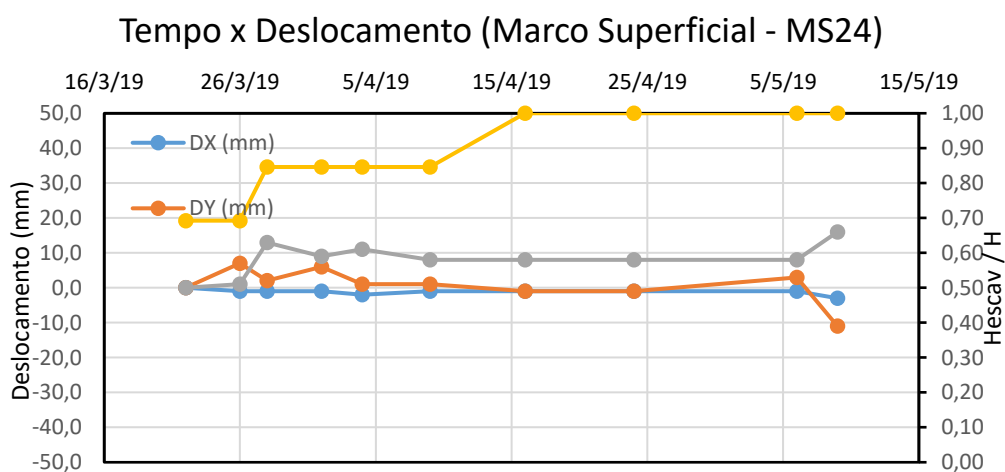


Figura 102: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 24 – Seção 08 – FACE SUL.

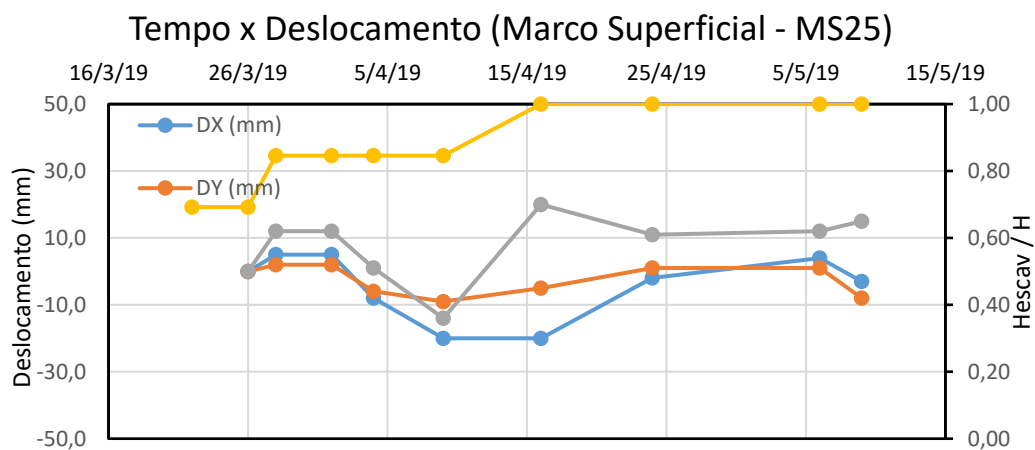


Figura 103: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 25 – Seção 08 – FACE SUL.

Infelizmente os resultados da face sul, descritos na Seção 07 (Figura 99 a 101) e Seção 08 (Figura 102 e 103), apresentaram grande alternância no sentido do deslocamento em alguns pontos instrumentados (MS25 e MS21). Portanto, tais pontos serão desconsiderados da análise, sendo considerada falha na operação da medição, uma vez que os resultados não fazem sentido físico.

Em análise aos demais pontos instrumentados, os deslocamentos máximos do eixo Z são relativos a 0,14% da altura de escavação (17 mm), com uma velocidade média de aproximadamente 0,33 mm/dia. Os eixos X e Y variaram minimamente, não chegando a 10 mm de deslocamento, considerados condizentes com o comportamento esperado do paramento.

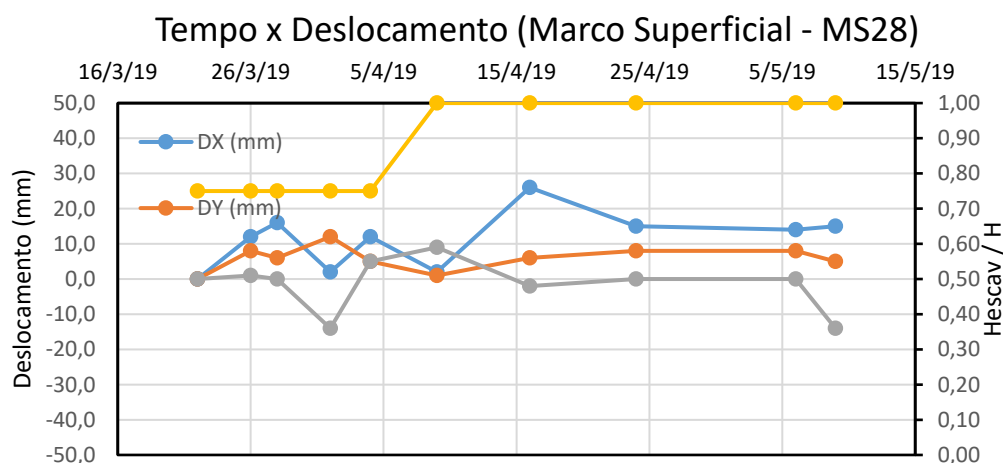


Figura 104: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 28 – Seção 09 – FACE OESTE.

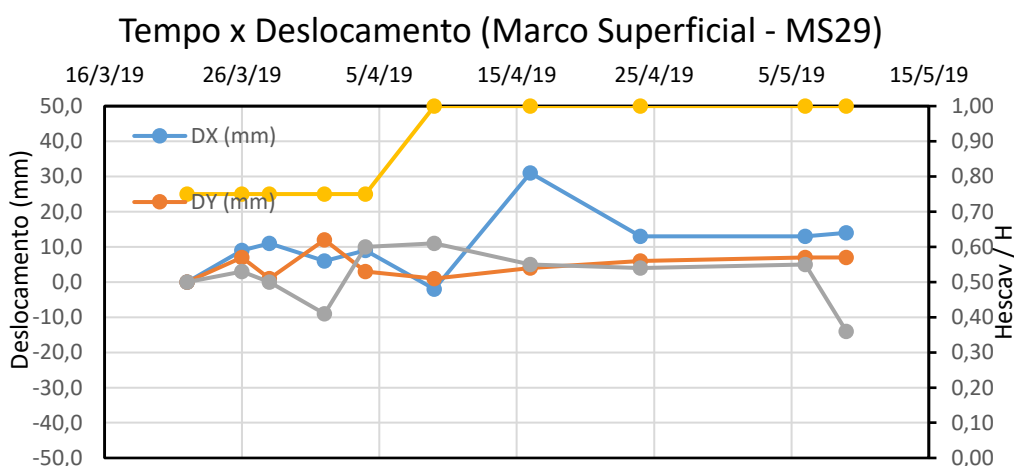


Figura 105: Deslocamentos fornecidos pelo Marco Superficial 29 – Seção 09 – FACE OESTE.

Os resultados da face oeste, Figuras 104 e 105, assim como alguns pontos da face sul apresentam alternância de sentido de deslocamento ao longo do tempo, ou seja, sem significado físico de comportamento relativo a um paramento. Desta forma, os dados relativos à essa face serão desconsiderados assim como os pontos anteriores que apresentaram resultados semelhantes aos mesmos.

3.4.3 “*Tell tales*”

As leituras dos “*tell tales*” permitem comparar o comportamento das deformações horizontais com os resultados dos outros instrumentos, mesmo sendo instalados em períodos diferentes (Figuras 106 e 107).

Como os “*tell tales*” foram instalados mais de um mês depois dos outros instrumentos (29 de março), é interessante observar somente o comportamento do mesmo em relação ao maciço e a possível identificação do posicionamento da potencial superfície de ruptura, uma vez que seus deslocamentos absolutos seriam muito inferiores aos resultados dos demais instrumentos. O deslocamento máximo atingido foi em torno de 8 mm com velocidade média de deslocamento de 0,38 mm/dia até 19 de abril. A partir desta data o deslocamento passou a ser constante.

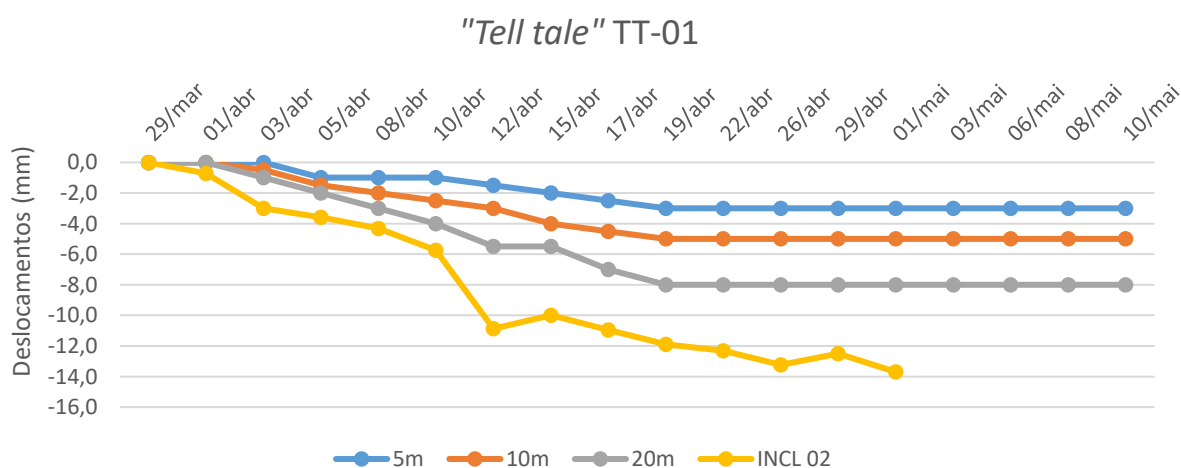


Figura 106: Gráfico comparativo entre as deslocamentos apontadas pelo “*tell tale*” TT-01 e o inclinômetro Incl-02.

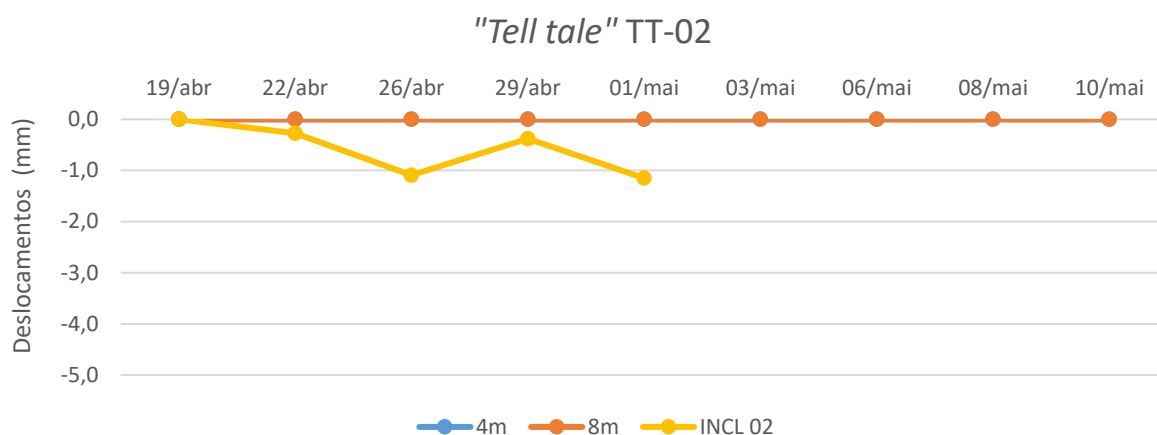


Figura 107: Gráfico comparativo entre os deslocamentos apontados pelo “*tell tale*” TT-02 e o inclinômetro Incl-02.

É possível observar no “*tell tale*” onde seria a possível superfície de ruptura, uma vez em que se analisa deformações de pontos diferentes em uma mesma cota. Ao se observar o comportamento dos “*tell tales*”, nota-se que os maiores deslocamentos ocorreram na barra de 20 m, em relação às demais. Desta forma, sugere-se que a potencial superfície de ruptura está depois de 10 m, e possivelmente mais próxima a 10 m do que a 20 m.

3.4.4 Comparação de resultados

O início de uma obra de escavação desencadeia deformações no maciço, que podem continuar progredindo após o término da obra. As movimentações durante ou imediatamente após a escavação ocorrem devido ao desconfinamento do material e acomodação à nova face do maciço. A maioria das deformações acontecem nesses estágios preliminares. Entretanto, as deformações posteriores à execução podem estar associadas à relaxação de tensões e movimentações de “*creep*”, as quais podem causar aumento nas forças axiais nos grampos.

Como o solo grampeado é executado de cima para baixo, seguindo o sentido progressivo da escavação, os maiores deslocamentos horizontais ocorrem no topo da face de escavação, regredindo até a base da estrutura de contenção.

Clouterre (1991) apresentou experimentos que definiriam a magnitude destes deslocamentos. Segundo as observações de campo, no estágio final da construção,

estes deslocamentos variam entre 0,10% H e 0,30% H, sendo reduzidos à medida que se distanciam da face. Clouterre e outros estudiosos encontraram resultados de extrema semelhança e confiabilidade em casos instrumentados anteriormente, citados em 1.2.3. Além disso, Lima (2007) propôs novos valores para solos residuais com deslocamentos de até 0,50%.H.

Os resultados de deslocamento horizontal máximo dos autores citados anteriormente foram dispostos graficamente junto ao resultado de cada face da obra em questão, em relação à altura de escavação na Figura 108.

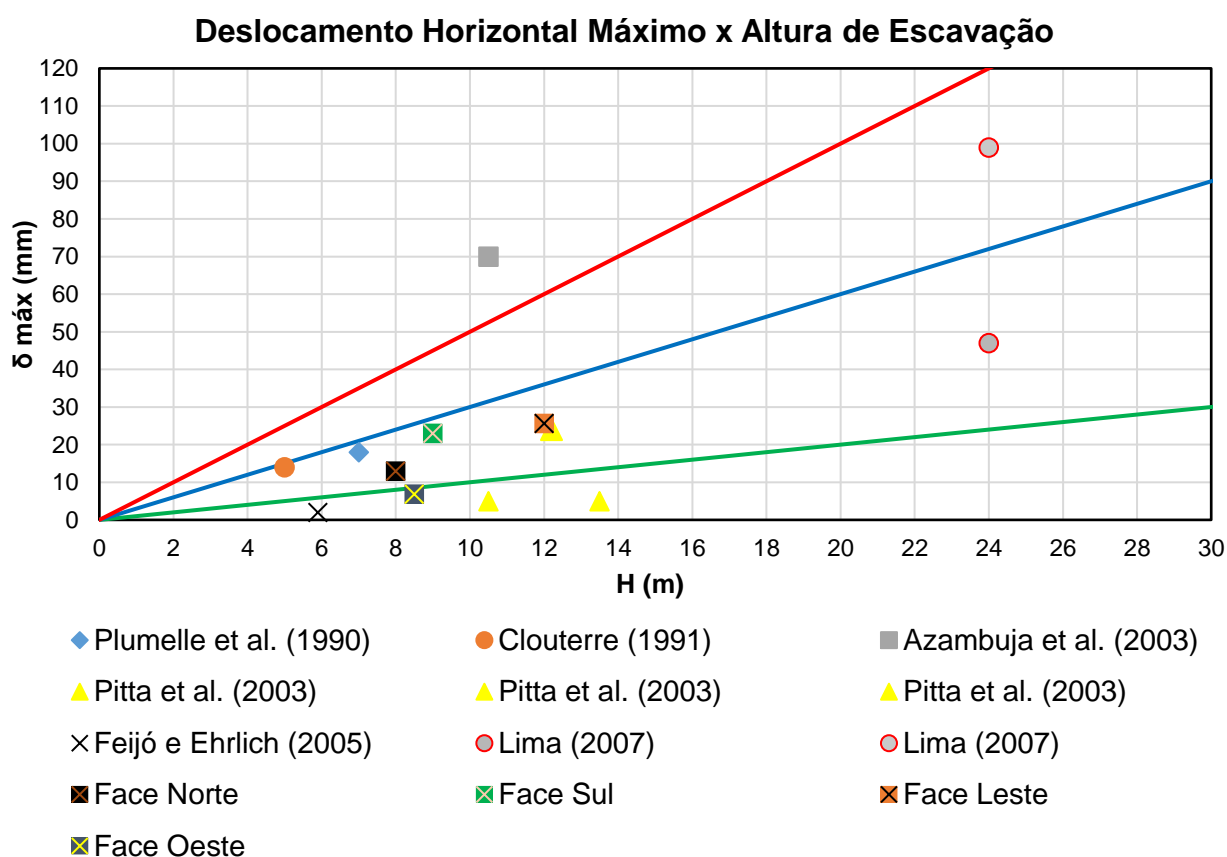


Figura 108: Deslocamento horizontal máximo x Altura de escavação.

Os deslocamentos horizontais máximos da estrutura grampeada foram cerca de 0,22%.H e aconteceram no terço superior (assim como visto nos resultados dos instrumentos anteriores), próximo ao topo do talude, todos os instrumentos caracterizaram tal comportamento. Portanto, pode-se afirmar que todos os resultados foram de extrema confiabilidade, segurança e dentro dos padrões esperados.

Analisando os resultados da instrumentação, pode-se concluir que houve total semelhança de comportamento e velocidade média de deformação das faces de escavação estudadas.

Os resultados obtidos tiveram grande razoabilidade e se assemelham aos previstos em análise prévia para o dimensionamento da estrutura de contenção em solo grampeado. Além disso, os resultados estariam dentro dos padrões citados na literatura, em estudos associados a este tipo de contenção.

A seguir, serão comparados os resultados obtidos para a Seção 05, localizada na face leste, onde foram instalados os diferentes instrumentos (inclinômetros, tell-tales e marcos superficiais). O posicionamento destes instrumentos está ilustrado na Figura 109, e os resultados foram apresentados nas Figuras 78, 82 e 95.



Figura 109: Instrumentação instalada na Seção 05.

Em comparação aos instrumentos, os inclinômetros tiveram resultados extremamente semelhantes aos marcos superficiais, na face leste (principal objeto de estudo e comparação) se notou um deslocamento máximo de cerca de 25,63 mm nos inclinômetros e 22,96 mm nos marcos superficiais, e a velocidade de deformação foi

extremamente semelhante ao decorrer do processo executivo de obra, sendo 0,53 mm/dia para o INCL-02 e 0,47 mm/dia para o MS15 (Figura 93,94, 95,96 e 97 para os marcos e Figura 76 para o inclinômetro).

Além disso, percebeu-se que havia uma tendência parecida entre os comportamentos informados pelo vergalhão de 20 m do TT1 (Figura 106), pelo INCL 02 e pelo MS15 na mesma cota na parede Leste (3,4 m), em que se atingiu os maiores deslocamentos até dia 19 de abril e depois obteve pouca variação. Entretanto, TT1 não acusou valores absolutos de deslocamento semelhantes aos demais instrumentos (cerca de 8 mm de deslocamento absoluto e 0,38 mm/dia de velocidade média de deslocamento, da data de início da medição até a data que se tornou praticamente constante). Tal fato seria devido à data de início da instrumentação, onde os “*tell tales*” foram instalados posteriormente (29 de março). Além de possíveis influências de fatores como dilatação, deformações dos vergalhões e mudança de angulação em relação ao referencial. Porém, a leitura dos “*tell tales*” foi considerada precisa, devido à boa compatibilidade com o comportamento acusado pela inclinometria e marcos superficiais, mostrando-se, portanto, eficiente para sinalizar movimentações excessivas no maciço. Tais comportamentos são demonstrados no capítulo 5.2, ao lado do resultado da simulação numérica, onde é possível visualizar graficamente a comparação dos instrumentos em relação ao tempo.

A interpretação destes resultados permitiu a garantia da execução da obra e, posteriormente, a comprovação da eficiência das intervenções geotécnicas realizadas (obras de contenção e estabilização) durante a etapa de “pós-obra”.

4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

4.1 Metodologia da análise

Neste capítulo foi realizada uma simulação numérica da escavação em questão, com intuito de analisar e comparar os resultados de deformação do modelo simulado ao caso real.

A análise numérica foi realizada através do “*software*” PLAXIS 8.5 que é um programa específico para análises de deformações e estabilizações de obras geotécnicas. O “*software*” utiliza o método dos elementos finitos, do qual o caso é discretizado em uma malha geométrica com número finito de elementos, onde através dos pontos de encontro dos elementos, chamado e “nós”, adota-se um conjunto de funções que definem o campo de deslocamentos em função dos deslocamentos nodais de cada elemento.

Desta forma se relaciona o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades do mesmo, dando origem ao sistema de equações do elemento e possibilidade para o cálculo da matriz de rigidez do conjunto.

O programa é subdividido em quatro sub-programas: Entrada de dados (“*Input*”); Cálculo do problema (“*Calculation*”); Saída de resultados (“*Output*”); e o último que é a geração de curvas (“*Curves*”).

Brinkgreve (2002) no manual do Plaxis define dois modelos da condição de contorno a serem definidos em “*Input*”. O Estado plano de deformação, em análise bidimensional com uma dimensão significativamente superior as demais e o modelo axissimétrico em casos que apresentam um eixo de simetria axial. Para o caso em questão foi realizada a análise considerando estado plano de deformação.

Além disso, na fase de “*Input*” é introduzida a geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais e modelo de comportamento do solo. Os dados inseridos serão discutidos no subcapítulo subsequente.

No “*Output*” podemos observar os deslocamentos e as deformações nos nós e as tensões nos pontos para cada etapa de cálculo. As deformações nos nós podem ser visualizadas como malha deformada, deslocamentos verticais e também horizontais, que seriam interessantes para a comparação direta com os resultados da instrumentação.

A visualização de tensões pode ser feita em termos de tensões totais, efetivas ou cisalhantes, assim como as deformações. A convenção de sinais utilizada no “software” é diferente da adotada normalmente no meio geotécnico (Figura 110), considerando as tensões de tração positivas. Quando algum ponto de tensão atinge a envoltória de Mohr-Coulomb, ele é representado por um quadrado vermelho vazado (pontos de plastificação), enquanto que quando algum ponto excede a resistência à tração é representado por um quadrado preto.

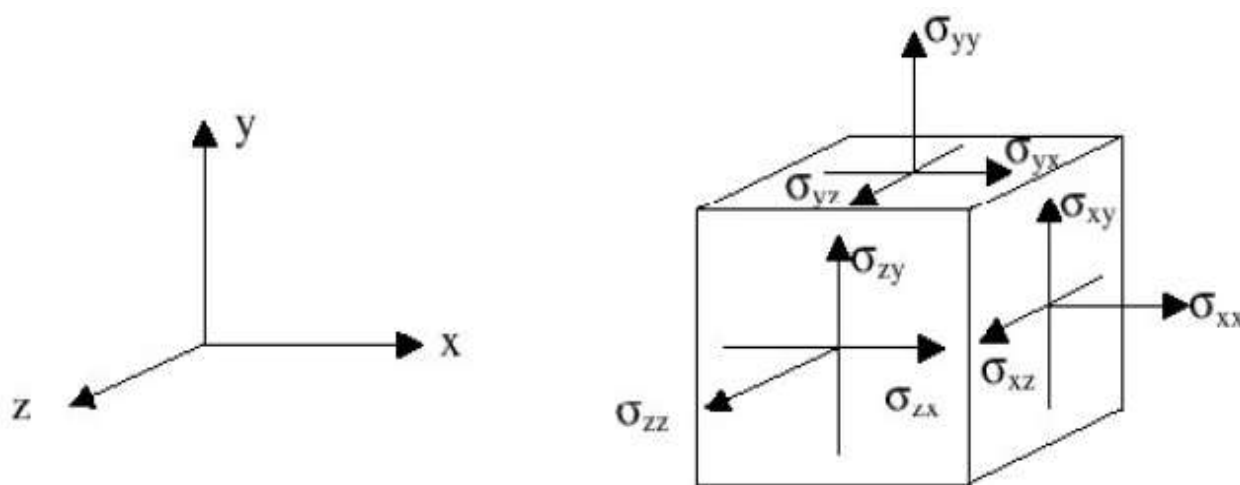


Figura 110: Convenções de sinais do Plaxis (Brinkgreve, 2002).

4.2 Geometria e Parâmetros Geotécnicos

A geometria e disposição dos elementos a ser analisada foi da seção transversal Leste seguindo os dados topográficos, projetos “As Built” e relatos técnicos, citados em 2.1, incluindo o nível d’água relatado. A escolha da face leste se deve ao fato de que em tal face ocorreram os maiores níveis de deformação (Figura 111), além disso estão localizados inclinômetro, marcos superficiais e os “tell tales” em uma mesma seção (Seção 5), para demais comparações e melhores ajustes.

É importante citar que os dados considerados na análise serão relativos à instrumentação até 01/05/2019, a partir de tal data fora considerada significativa influência do avanço em detonação em rocha, desta forma comportamento subsequente a esta data seria considerado errôneo e de complexa simulação.

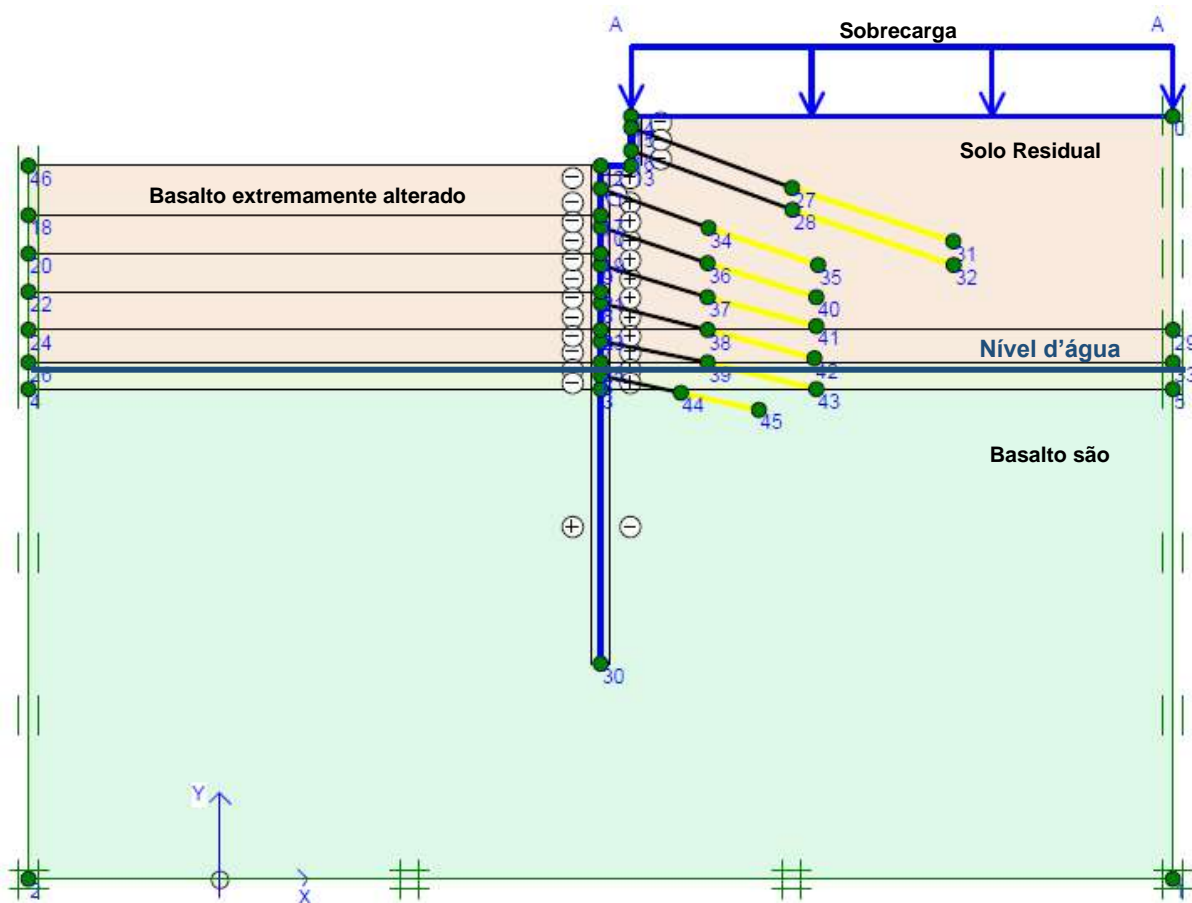


Figura 111: Geometria da Face leste na interface do “software” Plaxis.

As propriedades dos materiais foram descritas em 2.2, e serão adotados valores relativos aos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, sondagem à percussão e dados utilizados na fase de elaboração do projeto, descritos na Tabela 14. Acima da face leste se localiza uma residência com dois níveis de pavimento, exercendo uma sobrecarga ao maciço, para tal simulação fora considerada uma sobrecarga de 15 kPa (mesmo valor adotado em projeto).

Para a determinação do modelo de grampo, foi considerado um elemento “*anchor*” assim como o grampo utilizado na técnica, englobando as propriedades da barra de aço (barra de aço CA-50 de 20 mm de diâmetro), até a metade do comprimento do grampo. A outra metade seria composta por um “*geogrid*”, a fim de atender os modelos fornecidos pelo “software”. Para tal elemento, foi adotado um fator q_s , resistência ao cisalhamento solo grampo, de 130 kPa, relativo ao resultado dos ensaios de arrancamento descrito em 2.2.1. Em tal ensaio obtiveram-se valores máximos com cerca de 212 kPa, e de forma conservadora foi decidido manter os

dador iniciais de projeto (130 kPa), o que seria utilizar um fator de segurança de cerca de 1,6 para o valor máximo encontrado, tal valor adotado seria ainda menor que o menor valor encontrado em campo (cerca de 160 kPa).

Na modelagem dos tirantes foi dividido em trecho livre e ancorado, sendo modelados como “*anchor*” e “*geogrid*” respectivamente. O suporte (“*anchor*”) englobaria as propriedades do elemento assim como o trecho inicial do grampo e a parte ancorada (“*geogrid*”) englobando a carga aplicada ao tirante, que foi de 25 tf. É importante citar que tanto para o grampo como para tirante, o modelo de deformação do material foi considerado elástico.

Para a simulação da face de escavação em concreto projetado foram considerados os parâmetros de projeto utilizados na confecção do concreto e espessura da parede, descritos em 2.1.3 (Resistência à compressão simples de 25 MPa, 20 cm de espessura de concreto). Para tais propriedades fora também estimado um módulo de elasticidade de 28 GPa e um peso específico de 25 KN/m³ para o concreto projetado. No “*software*” o paramento foi inserido como “*plate*” e com um modelo de deformação elástico, além disso o paramento foi prolongado por mais 14 metros ao fim da escavação (onde seria aproximadamente o fim da escavação em rocha) com o intuito de limitar o movimento de tombamento do paramento e ruína da contenção antes da fase de escavação desejada, inibindo o movimento do trecho superior e tratando o paramento como uma interface contínua.

Outro fator interessante a ser citado é que as fases inseridas do programa são as mesmas relativas ao avanço executivo de escavação, descrito pelo mapa de escavação em 2.1.3, dividindo em etapas de escavação seguidas da introdução do elemento linear (grampo) e construção do paramento (6 etapas de escavação e 6 etapas de construção). A parte superior foi considerada como previamente existente (em uma etapa inicial), pois antes do início das escavações já havia a construção vizinha. O tempo de execução e posterior deformação também fora respeitado na simulação até a data final de instrumentação considerada, englobando intervalo de tempo entre o início das escavações, tempo executivo do paramento e introdução dos grampos e tempo de espera enquanto a obra se avançava em outras faces, totalizando 115 dias e 18 etapas.

O modelo foi constituído em estado plano de deformação e a malha de elementos finitos foi gerada considerando uma estrutura muito fina, sendo composta por 1420 elementos triangulares e 11757 nós (Figura 112).

Para o modelo de comportamento do solo foi adotado o modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb e na fase de cálculo foi considerada análise plástica. O módulo de elasticidade (E) foi determinado através de análise aos dados da literatura que abordam materiais de relativa similaridade e correlações empíricas de N_{SPT} , citados por Odebrecht e Schnaid (2000), Stroud e Butler (1975), Stroud (1989), Texeira e Godoy (1996), Leão (2015), entre outros.

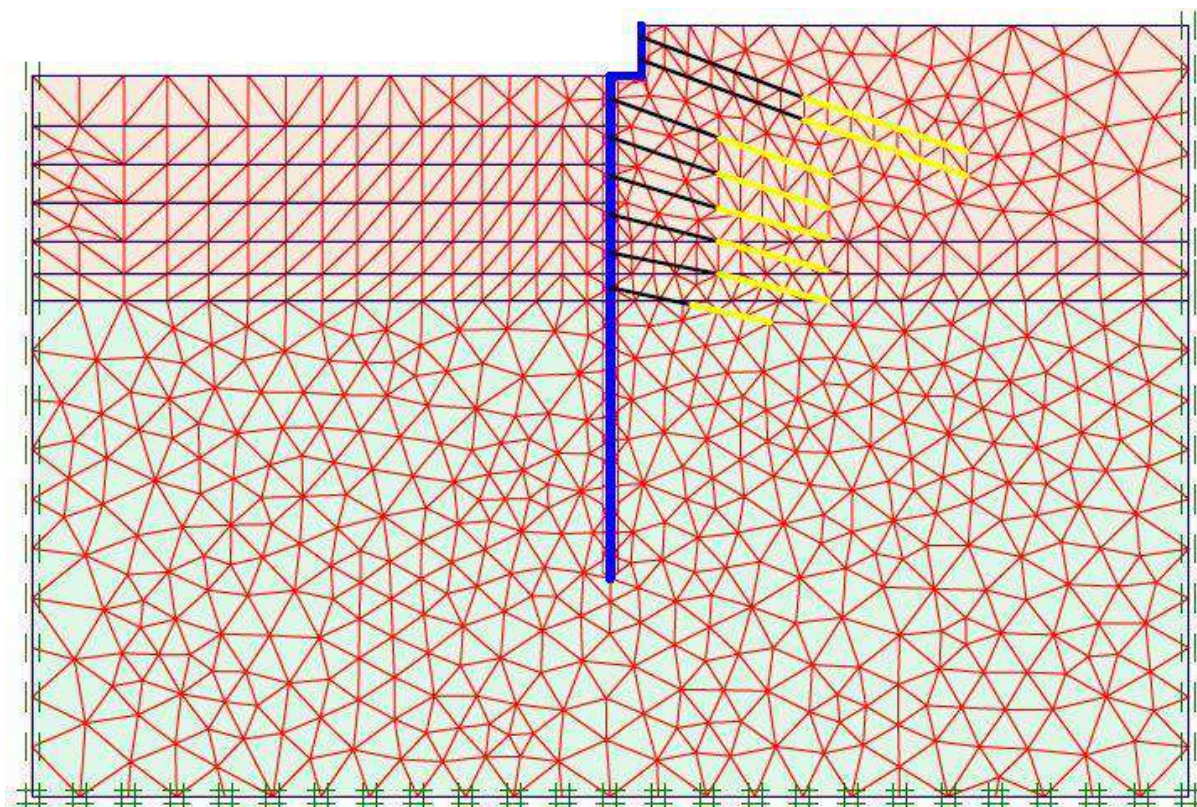


Figura 112: Malha de elementos finitos gerada pelo “software” Plaxis da face leste.

Odebrecht e Schnaid (2000) propõem uma correlação do N_{SPT} com o módulo de elasticidade (E) para solos residuais, demonstrados na equação 5. Já Teixeira e Godoy (1996) propõem uma correlação (equação 6) onde utiliza-se os coeficientes empíricos “ α ” e “ K ” que variam em relação ao tipo de material.

$$E = 2,01 \times N_{spt,60} \quad (\text{MPa}) \text{Valores médios} \quad \text{Eq.5}$$

$$E = \alpha \times K \times N_{spt,60} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.6}$$

Stroud e Butler, em 1975, realizam um estudo comparativo dos dados de sondagem, onde correlacionam tais dados com o módulo de elasticidade (E) dos materiais.

Posteriormente, Stroud (1989), incluindo mais casos reais (rochas brandas), constatou que a constante pode variar de 0,5 a 2,0, sendo acima de 1 para fatores de segurança à ruptura maiores que 3,0, definindo Equação 7. Os autores citam que o ensaio de prova de carga em placas é sempre uma prática recomendável para diminuir o grau de incerteza ou imprecisão na determinação do módulo de elasticidade (E) em rochas brandas. Para solos argilosos utiliza-se a constante igual a 2,0.

$$E = [0,5 - 2,0] \times N_{spt,60} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.7}$$

Em um estudo mais recente, Leão (2015) realizou uma análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual para realização de sua dissertação, onde considera para solos argilosos à seguinte equação:

$$E = 3000 \times N_{spt,60}^{0,8} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq.8}$$

Para a determinação da energia aplicada na queda do martelo, autores como Belincanta, (1998) Décourt, (1989) e Cavalcante et al (2004) relatam que é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo no Brasil. Desta forma os autores encontram valores entre 70% e 80% da energia teórica aplicada.

Assim sendo, foram consideradas as equações e teorias acima para a determinação dos valores de módulo, chegando à um valor médio considerável e relativos aos materiais em questão, descritos na Tabela 14.

Tabela 14: Parâmetros geotécnicos.

Material	γ_n (kN/m ³)	Coesão (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
Alteração de Basalto Silto Arenoso-Argiloso	19	30	32	20
Basalto extremamente Alterado	20	25	40	40
Basalto São	24	∞	45	300

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Deslocamento horizontal x profundidade

Com o intuito de avaliar a eficácia do “software” para a previsão de deformações do caso em questão, foram comparados os resultados dos inclinômetros com as previsões numéricas de deslocamentos horizontais da face de escavação em profundidade. A malha deformada gerada pelo “software” apresentou um comportamento razoável e dentro do esperado para o paramento, tendo os maiores deslocamentos no terço superior (Figura 113).

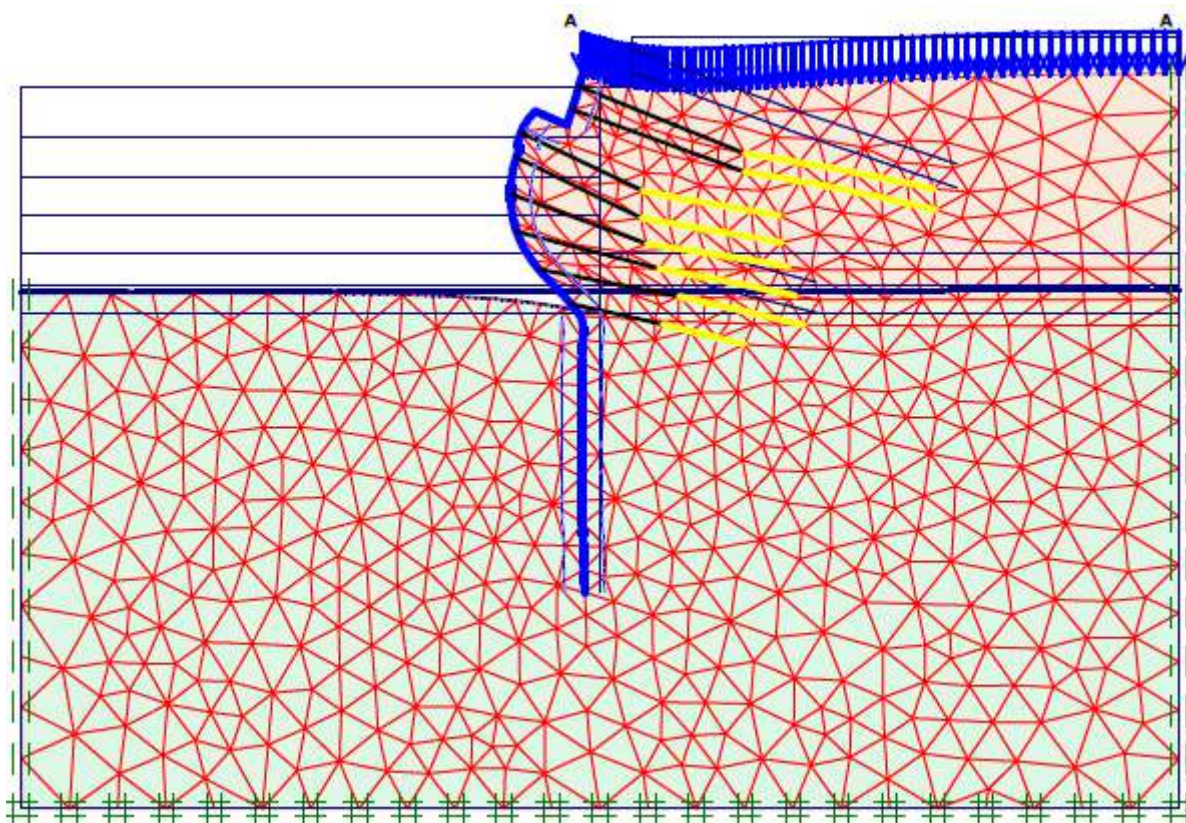


Figura 113: Malha deformada.

Para tal comparação foi plotado graficamente os resultados de inclinometria e da modelagem em seis diferentes datas (figura 114 a 119), cada data marca uma fase de escavação que poderá ser revista em 2.1.3, pelo mapa de escavação. É importante relatar que a avaliação será somente na escavação em solo e até a data de medição em que a detonação em rocha não teve influência nos resultados.

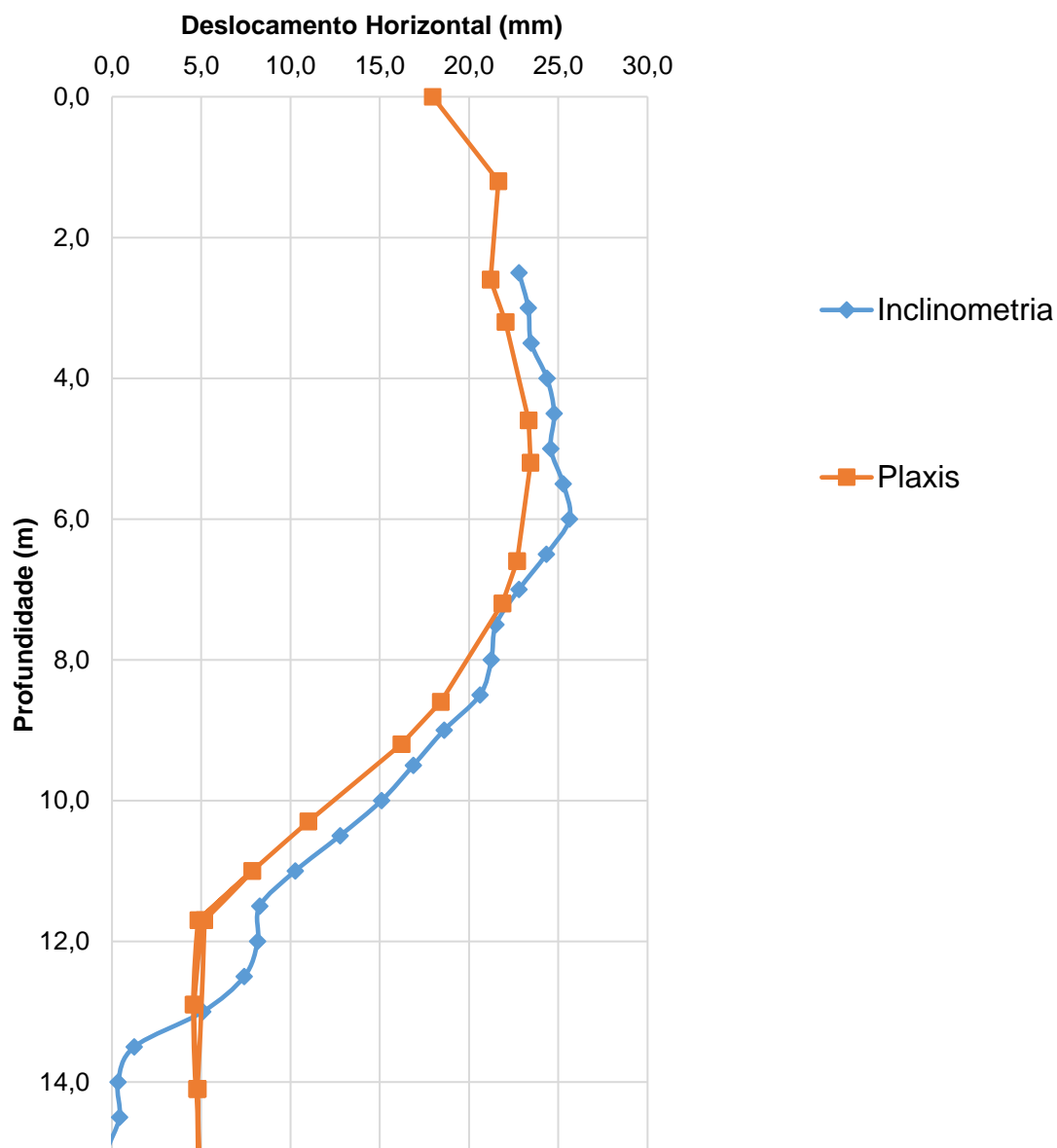
Deslocamento Horizontal x Profundidade 01/05/2019

Figura 114: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 01/05/2019.

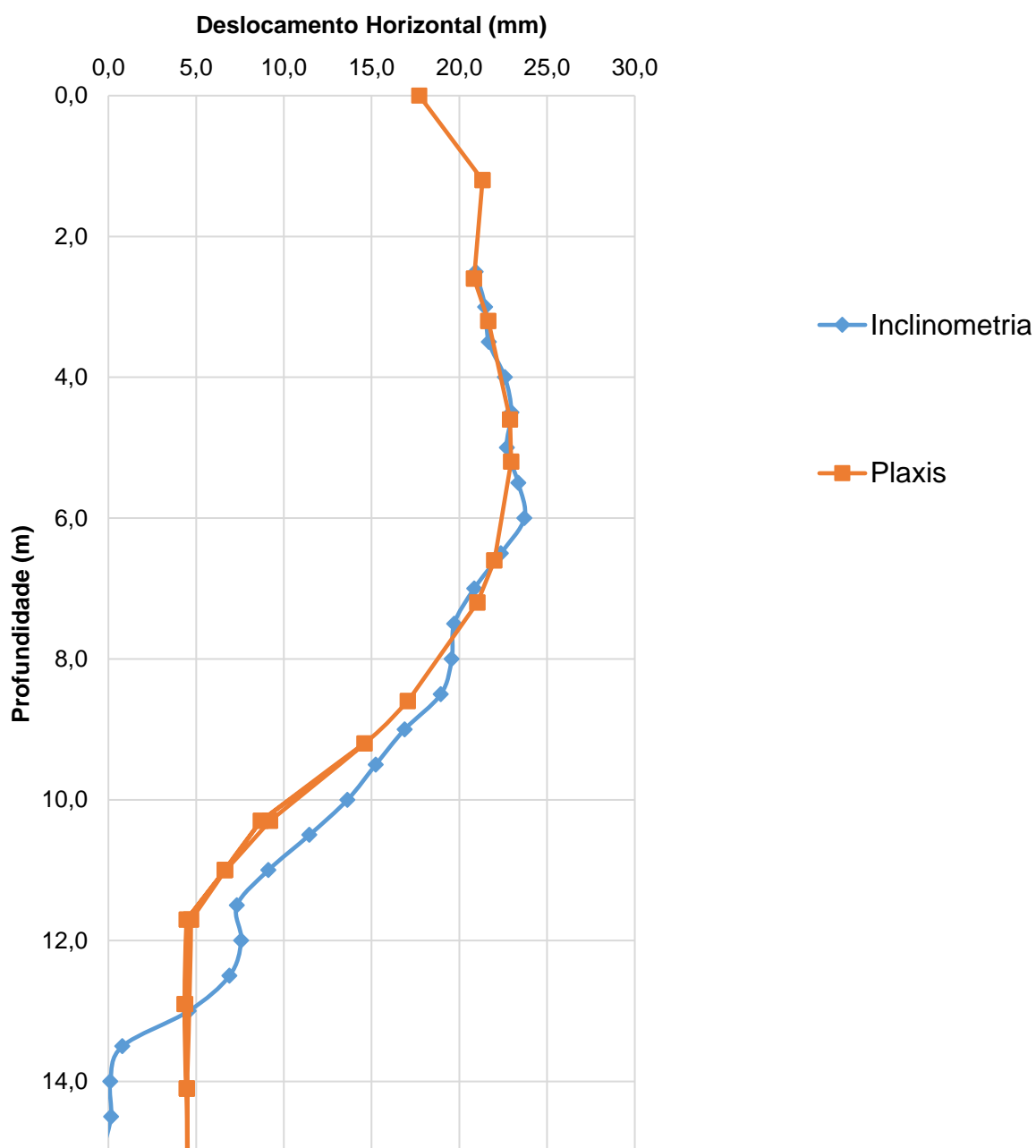
Deslocamento Horizontal x Profundidade 18/04/2019

Figura 115: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 18/04/2019.

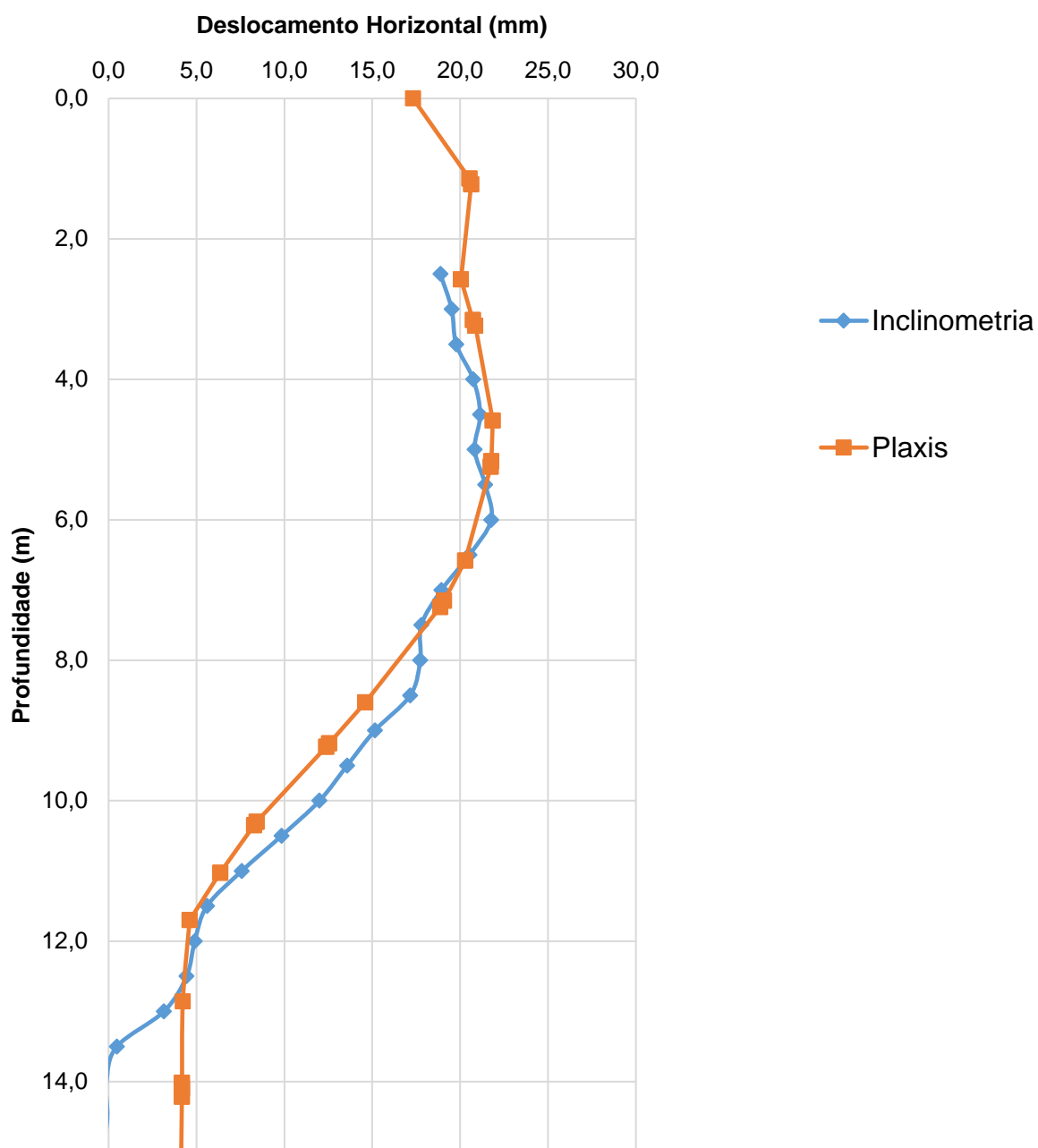
Deslocamento Horizontal x Profundidade 16/04/2019

Figura 116: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 16/04/2019.

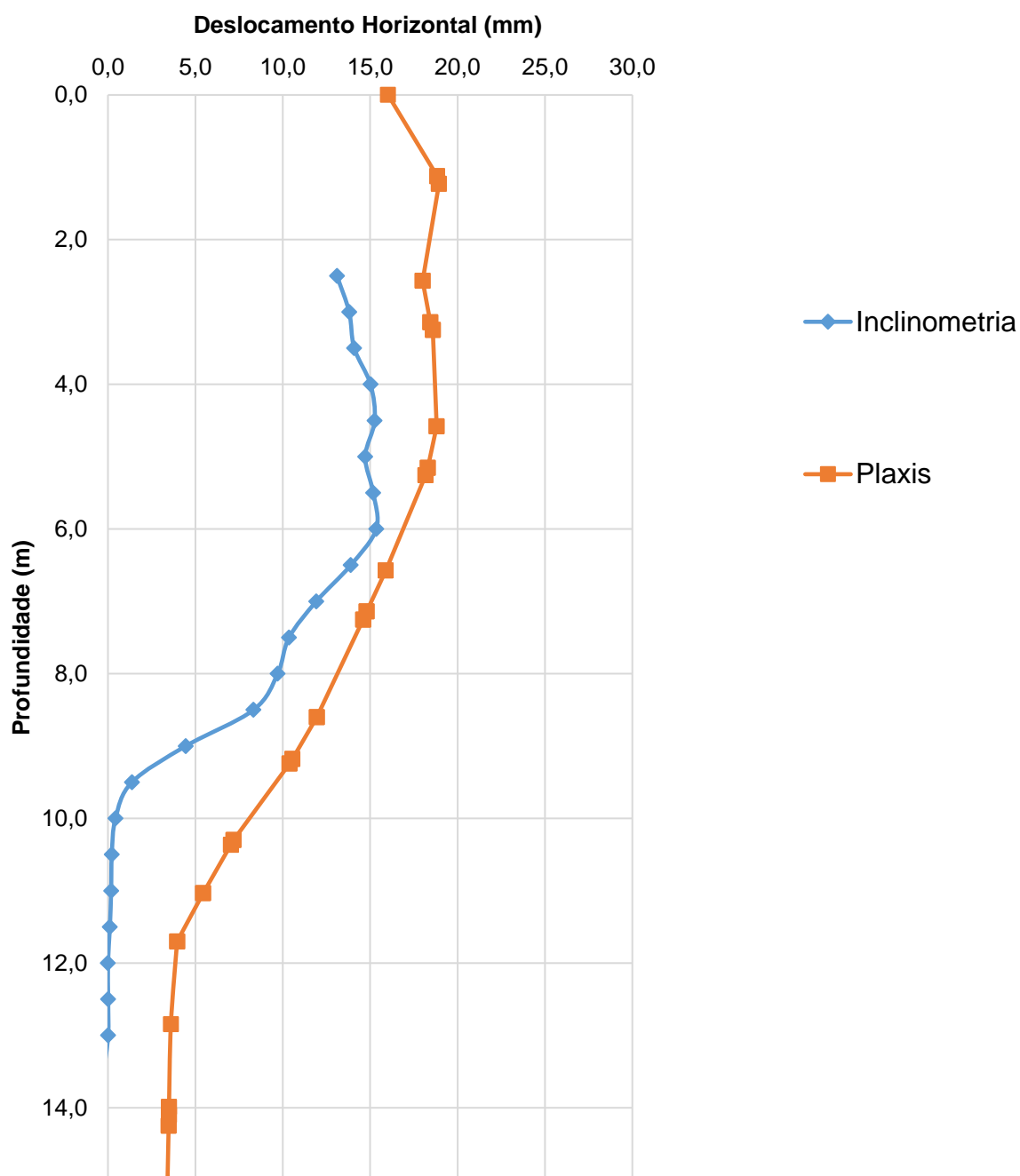
Deslocamento Horizontal x Profundidade 08/04/2019

Figura 117: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 08/04/2019.

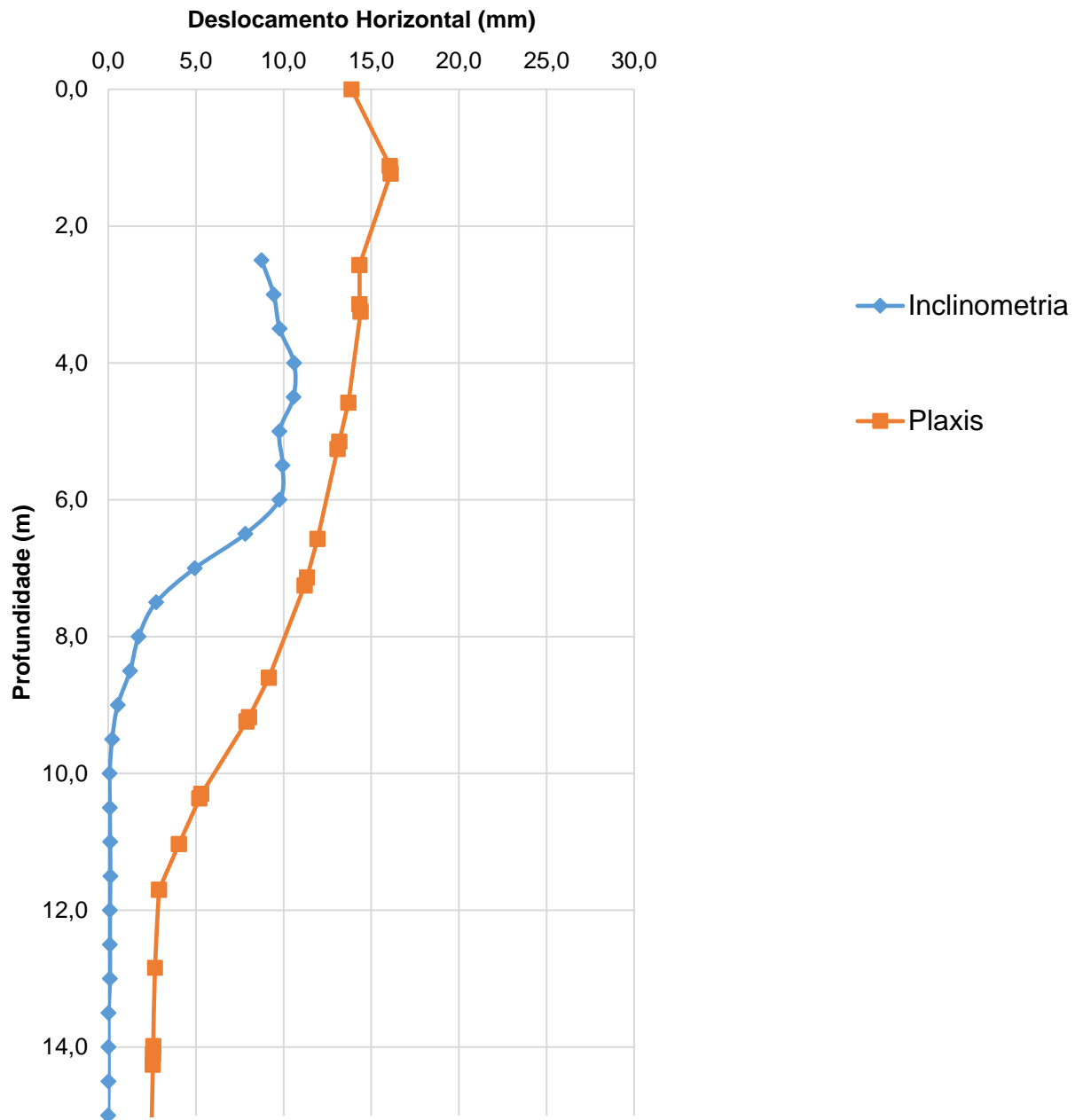
Deslocamento Horizontal x Profundidade 29/03/2019

Figura 118: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 29/03/2019.

Deslocamento Horizontal x Profundidade 18/03/2019

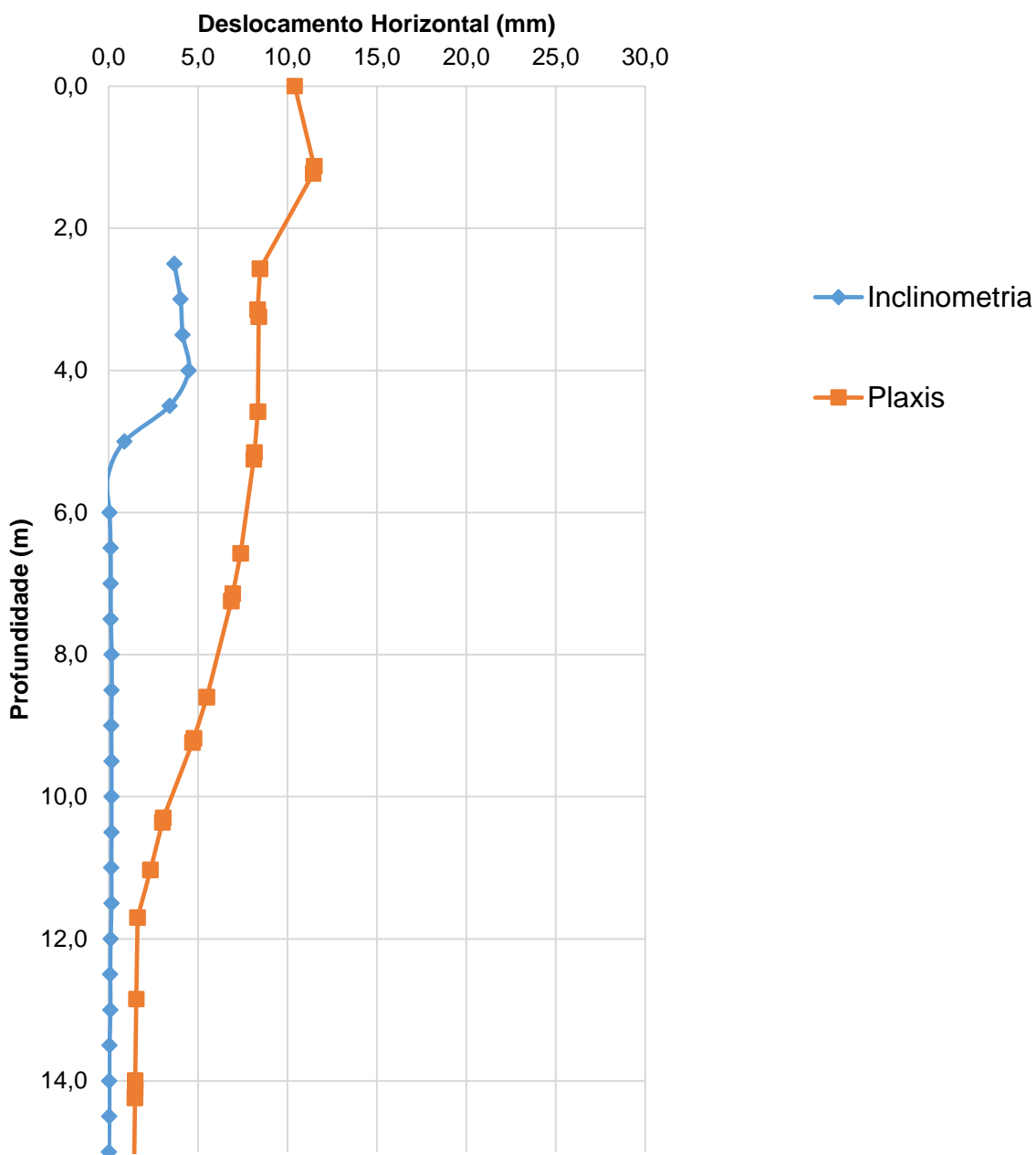


Figura 119: Deslocamento Horizontal x Profundidade - 18/03/2019.

Ao analisar os dados em questão é possível observar a grande razoabilidade dos resultados do “software” que obteve grande semelhança com os dados de campo do inclinômetro, chegando não só a um valor absoluto de deslocamento muito semelhante na data final de análise, sendo 23,45 mm de deslocamento horizontal pela

análise numérica e 25,63 mm pela inclinometria, como também uma semelhança na curva em profundidade, tendo uma distribuição de deslocamentos horizontais similar.

Entretanto, é notável que o acompanhamento das deformações em relação ao tempo não é tão semelhante, principalmente nos primeiros estágios. É possível observar que no Plaxis a maioria dos deslocamentos já acontecem na fase inicial de escavação, enquanto no inclinômetro os deslocamentos crescem gradativamente com o tempo, se encontrando razoavelmente a partir de 16/04/2019.

Outro ponto relevante na comparação é no pé da escavação, aproximadamente em 12 m de profundidade. O inclinômetro continua a reduzir a deformação em profundidade até atingir o zero já na rocha sã, enquanto o “software” mantém uma deformação constante após iniciar a fase de rocha, como um deslocamento total do conjunto do maciço, mesmo adotando-se valores elevados de módulo de elasticidade para a rocha sã.

5.2 Deslocamento horizontal x tempo

Nesta etapa de análise, foram confrontados todos os instrumentos utilizados, comparando-se a medição dos deslocamentos dos instrumentos ao longo do tempo.

Para tal comparação, foram utilizados os seguintes instrumentos: Inclinômetro – 02 (INCL-02), Marco Superficial - 15 (MS-15), “*Tell tale*”– 01 (TT-01). Todos os respectivos instrumentos estão localizados na Seção 05 da face leste. O marco superficial e o “*tell tale*” estão aproximadamente a uma profundidade de 3,4 m em relação ao topo da escavação contida por solo grampeado. Desta forma, o mesmo ponto de análise foi considerado no inclinômetro e na análise numérica (Plaxis).

A partir da Figura 120, é possível observar a grande razoabilidade e semelhança entre os resultados dos instrumentos em relação ao tempo. Pode-se observar que o Plaxis apresenta deformações iniciais elevadas em relação aos demais, assim como observado anteriormente, porém as curvas se encontram ao longo do tempo. Após o ponto de deslocamento inicial, a velocidade de deformação prevista numericamente é inferior às velocidades dos instrumentos de campo, até aproximadamente 16/04/2019, onde se tornam extremamente semelhantes.

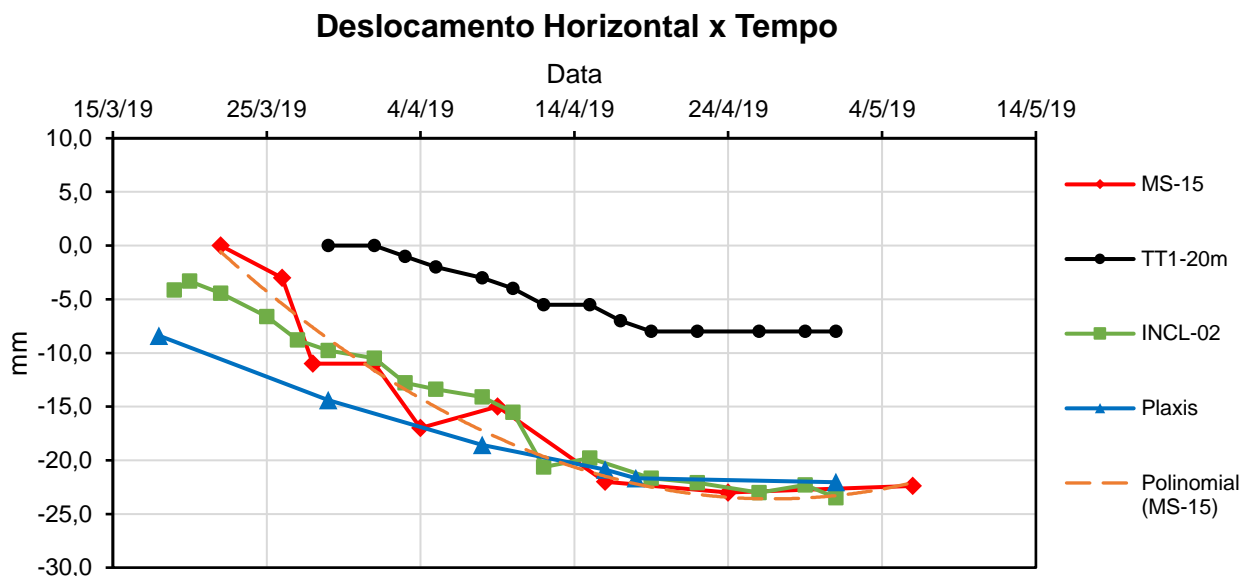


Figura 120: Gráfico Deslocamento Horizontal a 3,4 m em relação ao tempo.

O “*software*” analisa o paramento como um conjunto que se desloca continuamente ao longo do tempo, inclusive abaixo da escavação, como observado no capítulo anterior. Desta forma, acredita-se que uma análise numérica de deformações a curto prazo pode não ser realista, dependendo do modelo constitutivo e do tipo de cálculo adotado. Entretanto, em um estudo de comportamento a longo prazo, os resultados são bem representativos para o modelo (Mohr Coulomb) e o tipo de cálculo (Plastic) considerados no presente trabalho.

Os marcos superficiais apresentam uma pequena alternância de direções observadas no gráfico, é importante salientar que a mínima mudança no sentido de deslocamento deve ser desconsiderada para a análise, onde se observa o comportamento geral da curva, aproximada por uma função polinomial descrita pela linha tracejada de cor laranja. Tal aproximação melhor representa o comportamento dos deslocamentos e exclui os erros de medição que trouxeram uma leve mudança de sentido ao deslocamento em alguns pontos.

Em relação aos “*tell tales*”, é notável que os valores absolutos são distantes pois o instrumento foi instalado mais de um mês depois em relação aos demais, porém o comportamento da curva é considerado semelhante, com velocidade média de deformação semelhante ao Plaxis após a data de instalação do instrumento. É importante citar que o “*tell tale*” escolhido foi o posicionado a 20 m de profundidade em relação ao paramento, o qual apresentou maiores deformações (Figura 106).

A potencial superfície de ruptura em solo possivelmente se localiza entre 10 e 20 m (a um ponto localizado na face a 3,40 m do topo da escavação na face leste), uma vez que os maiores deslocamentos foram na barra de 20 m, e a barra de 5 e 10 m tiveram resultados semelhantes em relação ao deslocamento marcado pela referência. Uma vez que o paramento se desloca, irão se deslocar junto todos os elementos na parte interna da superfície de ruptura, havendo menores deslocamentos para tais elementos. Ao verificar as zonas de plastificação (Figura 121) e os estágios de deslocamento horizontal previstos numericamente (Figura 122), é possível prever uma potencial superfície de ruptura.

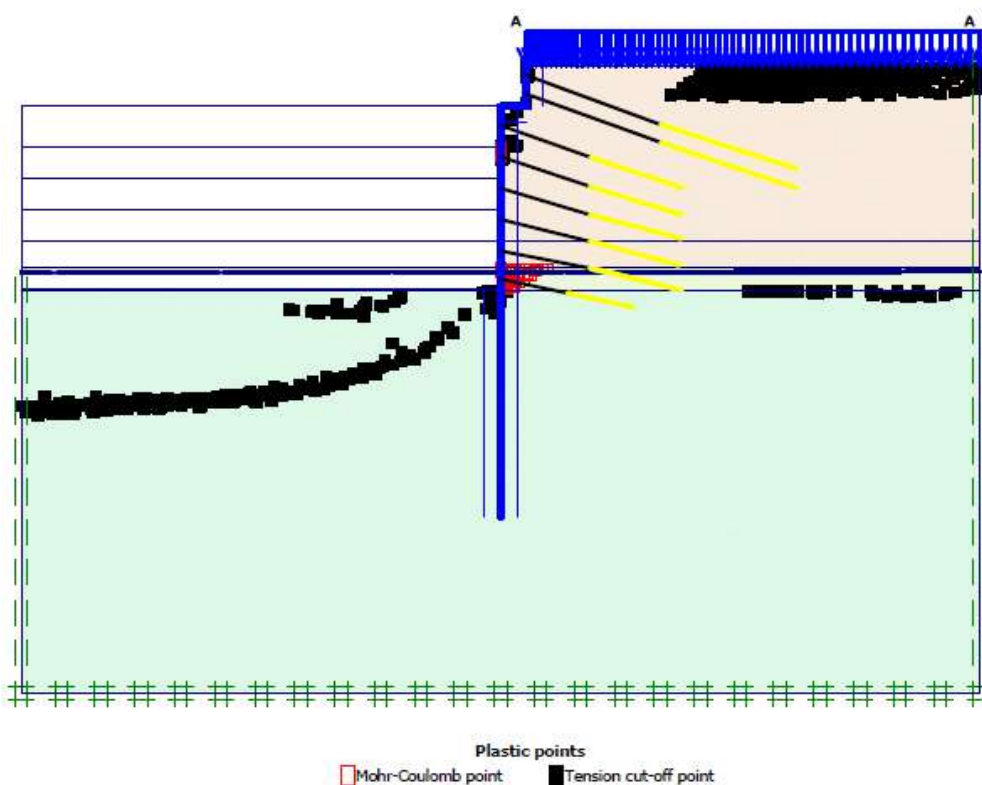


Figura 121: Pontos de plastificação.

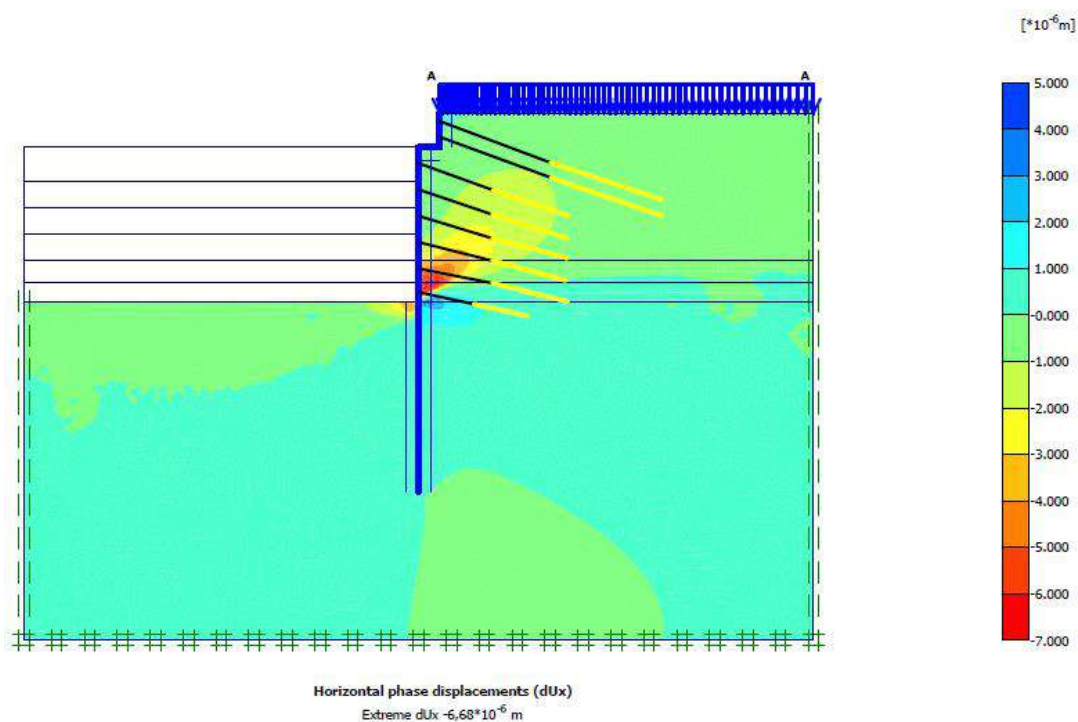


Figura 122: Estágios de deslocamento horizontal.

Com tais informações, é possível estabelecer uma potencial superfície de ruptura, desenhada na Figura 123, em função dos pontos de plastificação, e das regiões de deslocamentos máximos (Figura 124).

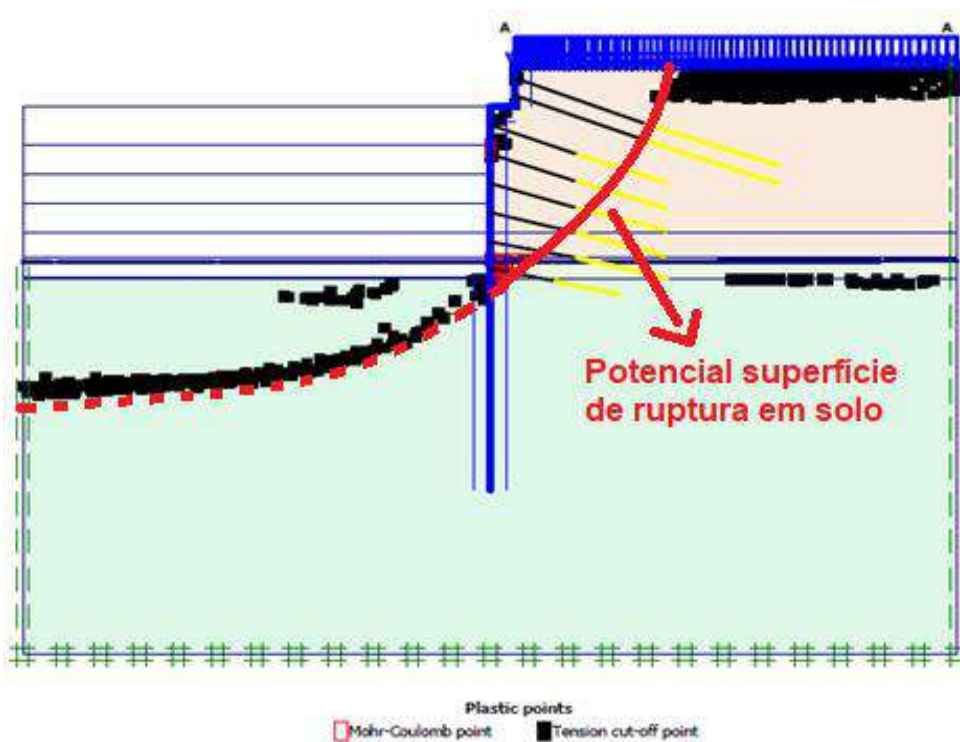


Figura 123: Potencial superfície de ruptura em solo– Pontos de plastificação.

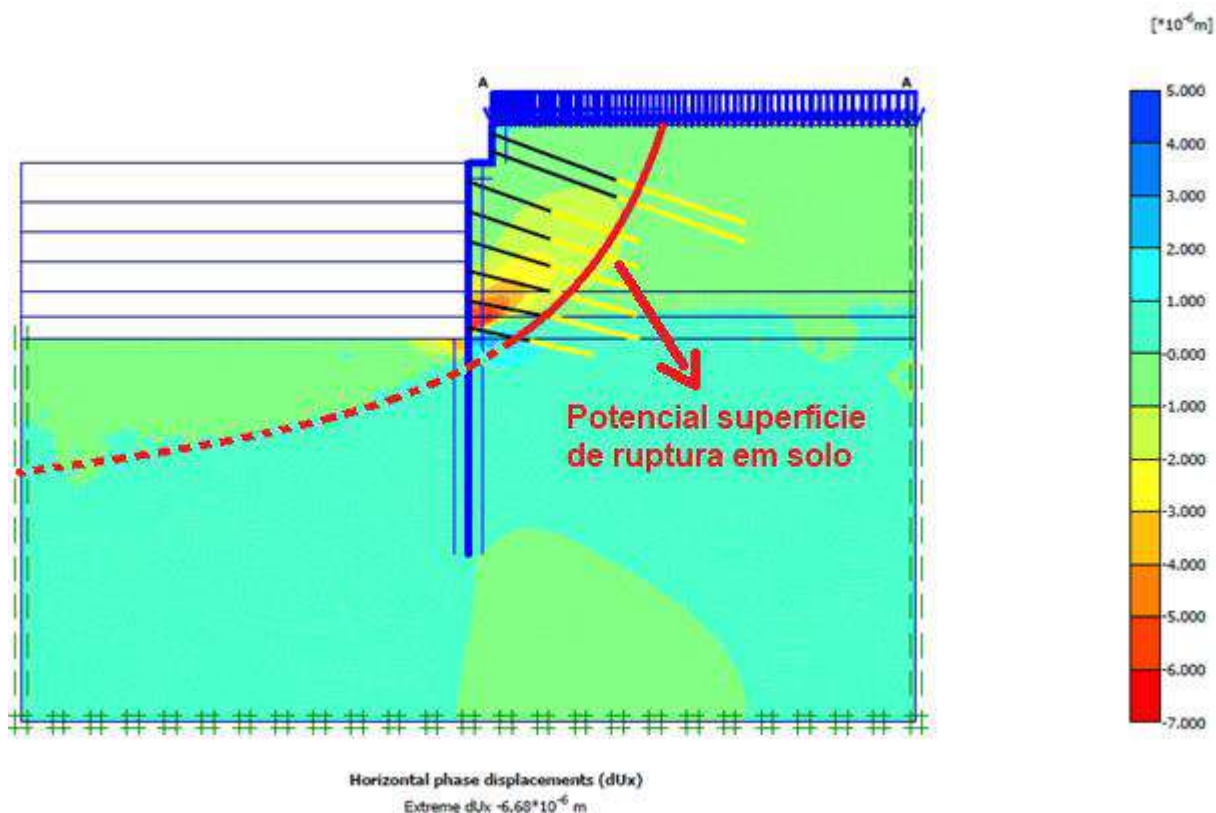


Figura 124: Potencial superfície de ruptura em solo – Deslocamentos horizontais.

É notória a semelhança da profundidade da potencial superfície de ruptura a 3,4 m gerada pelo “software” (observado nas Figuras 123 e 124) e encontrada na análise do “tell tale” (Figura 106). Apesar de ser apenas uma suposição, acredita-se que a potencial superfície de ruptura se localiza a cerca de 10 a 12 m de profundidade no ponto comparado, assim como demonstra o “software” e a instrumentação. Desta forma, nota-se que é possível uma previsão de superfície de ruptura, para análise de projeto e dimensionamento da solução, utilizando o programa computacional.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo a análise do comportamento de uma escavação grampeada de grande porte. Inicialmente, apresentou-se uma análise detalhada dos resultados da instrumentação, seguida da simulação numérica do caso de obra, e comparação de resultados.

Quanto às análises de instrumentação, pode-se destacar que os resultados ocorreram dentro do previsto, estando dentro dos intervalos relatados pela literatura. Os valores encontrados na presente campanha de investigação relatam deslocamentos máximos próximos ao topo da escavação, com uma magnitude de cerca de 0,22% da altura de escavação. Clouterre (1991) encontrou valores de deslocamentos que variam entre 0,10%H e 0,30%H. Schlosser et al. (1992) relatou valores entre 0,07% a 0,30%H em obras de solo grampeado nos Estados Unidos, e entre 0,25% a 0,30%H na Alemanha. Outros projetos foram observados, como relatado por Oral e Sheahan (1998) e Sheahan (2000), que descrevem uma escavação temporária em argila mole estabilizada por grampos. A instrumentação de deslocamentos, feita por inclinômetros, reportou deslocamentos entre 0,10%H e 0,30%H, assim como Clouterre (1991). Outros estudiosos como Pitta et al. (2003) obtiveram valores entre 0,04%H e 0,20%H em uma obra de escavação em solo grampeado para a construção de um Hospital em São Paulo. Além disso, Lima (2007) propôs novos valores para solos residuais com deslocamentos de até 0,50%H. Todos os autores citados obtiveram os maiores deslocamentos no terço superior da face do talude.

A partir da análise e comparação com a simulação numérica, foi possível observar a grande razoabilidade e semelhança entre os resultados de deslocamento horizontal. O programa Plaxis analisa o paramento como um conjunto que se desloca continuamente ao longo do tempo. Desta forma, acredita-se que uma análise de deformações a curto prazo gerar resultados errôneos na utilização do Plaxis para a previsão de deslocamentos, uma vez que o “*software*” tem seus maiores deslocamentos na fase inicial. Todavia, o comportamento a longo prazo se torna semelhante, encontrando valores absolutos bem próximos. As análises numéricas forneceram deslocamentos horizontais iguais a 23,45 mm, os inclinômetros indicaram 25,63 mm, e os marcos superficiais forneceram deslocamentos de 22,96 mm. Cabe ressaltar que a resposta das análises numéricas está relacionada ao modelo

constitutivo adotado para representação do solo, e ao tipo análise selecionado (“*Plastic*”), que considera o carregamento instantâneo.

Em relação aos “*tell tales*”, o instrumento é extremamente interessante não só para a medição de deslocamentos, como também para a previsão da potencial superfície de ruptura. A partir do resultados dos *tell tales* foi possível estabelecer a localização da superfície potencial de ruptura, em combinação com as análises numéricas que forneceram os pontos de plastificação e a região de deslocamentos máximos.

O trabalho tem relevância na análise de eficácia do “*software*” *Plaxis*. O programa é sensível aos parâmetros e deve ser utilizado com critério na previsão de deformações. Destaca-se a importância e necessidade de ensaios prévios para a caracterização das propriedades mecânicas dos materiais, essenciais para a confiabilidade da previsão de deformações. Além disso, no cenário brasileiro atual onde a rapidez é prioritária diante à técnica, o presente trabalho faz uma crítica à atual conjuntura de obras geotécnicas e relata que casos como este, e de demais obras de contenção devem ser tratadas com seriedade e por profissionais competentes para avaliação de estabilidade global e risco de falha da estrutura, onde devem ser realizados mais ensaios de caracterização do material, e não só a sondagem à percussão, como acontece atualmente. A instrumentação é crucial para uma análise criteriosa das movimentações do maciço, trazendo segurança e confiabilidade à obra, sendo indispensável um acompanhamento geotécnico com instrumentação da obra.

O “*software*” gerou resultados de grande aceitação e condizentes com os resultados de campo, se aproximando da realidade, tanto em relação a valores absolutos quanto em relação ao comportamento no tempo.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. Recuperação com solo grampeado de um escorregamento plano superficial em talude íngreme de aterro, IV COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 2005. v. 2, Salvador, pp. 665- 669.

ANTHOINE, A. Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sols renforcés, Revue Française de Géotechnique, (50): 1990. pp. 5-17.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 11682: Estabilidade de encostas, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, 2001.

ASTM D3080-04, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004, www.astm.org.

AZAMBUJA, E.; STRAUSS M.; SILVEIRA F. G. Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS, III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 2001. Rio de Janeiro, pp. 435-443.

AZAMBUJA, E.; STRAUSS M.; SILVEIRA F. G. Sistema de contenção em solo grampeado na cidade de Porto Alegre, RS, Workshop: Solo Grampeado – Projeto,

Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS-NRSP/SindusCon- SP, 2003. São Paulo, pp. 21-34.

BELINCANTA, A. Avaliação dos fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BELONI, M. L. 2010. Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss. Dissertação de Mestrado da UFV. Viçosa, MG:, 2010..

BRINKGREVE, R. B. J., Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS – 2D user's manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.

BRUCE, D. A.; JEWELL, R. A. Soil nailing : application and practice – part II, Ground Engineering, 1987. 20(1), pp. 21-33.

BYRNE, R. J.; COTTON, D.; PORTERFIELD, J.; WOLSCHLAG, C.; UEBLACKER, G. (eds.). Manual for design and construction monitoring of soil nail wall. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, 1998. USA. v. 01, 530p.

CARDOSO, S. A. A Técnica das pregagens em solos aplicada em escavações – Métodos de análise e dimensionamento. Dissertação para doutoramento em Engenharia Civil: Departamento de engenharia Civil, FEUP, 1987, Porto, Portugal, 497p.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, A. A. B.; DANZIGER, B. R. Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2., Porto, Portugal. Proceedings. Rotterdam: Millpress, 2004. p.293-298.

CHANCE. International foundation systems and soil-retaining/comercial constructions and repairs. 2005. Disponível em: <<http://www.abchance.com>>. Acesso em 23 de Fevereiro de 2019.

CLOUTERRE. Recommendations Clouterre 1991 – Soil mailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing, French National Project Clouterre, English Language Translation, 1991. 302p.

CLOUTERRE. Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991, Projet National Clouterre II, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 2002. 217p.

COSTA NUNES, A. J. 1987. Ground Prestressing - First Casagrande Lecture. VIII CPAMSEF. Cartagena, Colombia:, 1987.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil Mapa Geológico do Rio Grande do Sul. Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral. Mapa geológico do Estado do Rio Grande do Sul, 2006. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br>>. Acesso em 13 de março de 2019.

CRUZ, P. T. 100 Barragens Brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto. Editora Oficina de textos, 1996, São Paulo, 680p.

DÉCOURT, L. The standard penetration test. State-of-the-art report. Proceedings of the XII ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 4, p. 2405-2416, 1989.

DIAS, P. H. V. Solo pregado – procedimento sugestão de norma, Anais 1ª COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 1992. v. 1, Rio de Janeiro, pp. 75-80.

DIGITILT INCLINOMETER PROBE MANUAL - SLOPE INDICATOR COMPANY. 2011, 14p. Disponível em: <www.slopeindicator.com>. Acesso em 01 de março de 2019.

DRINGENBERG, G.; CRAIZER, W. Estabilidade de taludes por pregagem: projeto-execução, I Conf. Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 1992, Rio de Janeiro, pp. 853-864.

DRUMM, E. C.; RAY, C.; MAULDON, M.; BERRY, R. M. Instrumentation and monitoring of a mine-waste slope, Earth Reinforcement, Ochiai, Yasufuku & Omine (eds.), 1996, pp. 741-746.

D'HYPPOLITO, L. C. B. S. Relações Empíricas para Estimativa da Resistência ao Arrancamento de Ancoragens, Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

ELIAS, V.; JURAN, I. Preliminary draft - Manual of practice for soil nailing, Prepared for the U.S. Dept. of Transp, Federal Highway Administration, Contract DTFH-61-85-C-00142, 1990. Não paginado.

ESTÁVEL, versão 1.95. Programa de Análise de Estabilidade de Taludes. São Paulo: Geoexpert, 1997.

FALCONI, F. 2005. Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis. Conferência Brasileira de Encostas (COBRAE). SALVADOR: ABMS, 2005.

FALCONI, F. F.; ALONSO, U. R. Considerações sobre o dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo grampeado, SEFE III, 1996. São Paulo, pp. 301-308.

FALCONI, F. F.; ALONSO, U. R. Controle da qualidade em estruturas de solo grampeado, 2nd. Pan-Am. Symp. Landslides, 2nd. COBRAE, 1997. Rio de Janeiro, pp. 613-618.

FEIJÓ, R. L.; EHRLICH, M. Resultados do monitoramento de uma obra experimental em solo grampeado, IV COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 2005. v. 2, Salvador, pp. 633-642.

FONSECA, A. M. M. C. C. Acompanhamento e observação, I Seminário de Altos Estudos sobre Contenção de Encostas, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 1986. Rio de Janeiro, 19p.

FIGUEIREDO FILHO, J. R.; CARVALHO, R. C. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014. 4ª edição. São Carlos, SP, 2014. 415p.

FLUM, D.; SALZMANN, H.; HALLER, B. Substituição de um revestimento de concreto projetado por um sistema flexível de estabilização de talude, IV COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 2005. v. 2, Salvador, pp. 689-698.

FLUM, D.; RÜEGGER, R. Dimensioning of flexible surface stabilization systems made from high-tensile wire meshes in combination with mailing and anchoring in soil and rock, Proceedings of the 9th International Symposium on Landslides, 2004. v. 2. Rio de Janeiro, pp. 1719-1724.

GÄSSLER, G. In situ techniques of reinforced soil, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference. Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, edited by A. McGown, K. C. Yeo and K. Z. Andrawes, 1990. London, pp. 185-200.

GEORIO, Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Solo Grampeado. Rio de Janeiro, 1999.

GERSCOVICH D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J.; SPRINGER, F. O.; LIMA, A. P. Deformabilidade de Escavações com Solo Pregado, 8o Congresso Português de Geotecnia, Lisboa, 2002, v.3, pp.1579-1588.

GUIMARÃES FILHO, J. D. O alívio controlado de tensões na técnica de solo grampeado, Solos e Rochas, ABMS, 1994. 17(3) : pp.195-201.

HOSKEN, J. E. M. Utilização de solo grampeado em zona urbana, Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMSNRSP/SindusCon-SP, 2003. São Paulo, pp. 35-47.

INGOLD, T. S. Draft european standard – Execution of special geotechnical work / Soil nailing. CEN technical committee 288, working group 9, reinforced soil, 2000. UK, 46p.

INGOLD, T. S.; MYLES, B. Ballistic soil nailing. In: Earth Reinforcement, Fukuoka: Japanese Geotechnical Society, 1996. p. 765-770.

JURAN, I.; BAUDRAND, G.; FARRAG, K.; ELIAS, V. Kinematical limit analysis for soil nailed structures, Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, v. 116 , no 01, 1988. pp. 54-72.

JURAN, I.; BAUDRAND, G.; FARRAG, K.; ELIAS, V. Design of soil nailed retaining structures, ASCE Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Special Publication no.25, 1990, pp. 644-659.

JURAN, I.; ELIAS, V. Behavior and working stress design of soil nailed retaining structures, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference. Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, edited by A. McGown, K. C. Yeo and K. Z. Andrawes, 1990. London, pp. 207-212.

LACERDA, W. A. Previsão e desempenho x comportamento real de taludes, In: Previsão de Desempenho x Comportamento Real, ABMS/NRSP. 2000. São Paulo, pp. 45-52.

LAZARTE, C. A.; ELIAS, V. R.; ESPINOZA, D.; SABATINI, P. J. (eds.) Soil nail walls. Geotechnical Engineering Circular no. 7, Technical Manual. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, 2003. USA. 239p.

LEÃO, M. F. (2015). Análise tensão-deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade do estado do Rio de Janeiro.

LIMA, A. P. Apostila de Tópicos Especiais em Geotecnia. Apostila, Rio de Janeiro, volume 1, 30p., 2017.

LIMA, A. P. Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss. Tese de doutorado em Engenharia Civil: Departamento de engenharia Civil,

PUC-Rio, 2007. Rio de Janeiro, RJ. Orientador: Alberto S. F. J. Sayão; co-orientadora: Anna Laura L. S. Nunes. v.1, 431p.

LIMA, A. P. Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, 2002. Rio de Janeiro, 176p.

LIMA FILHO, S. C. P. Solo Grampeado – Aplicações práticas para projeto, trabalho não publicado, UFF. 2000. Rio de Janeiro, 26p.

LOZANO, M. H.; de CASTRO, R. H. Algumas experiências em solo grampeado, Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS-NRSP/SindusCon-SP, 2003. São Paulo, pp. 139-159.

MELFI, A.J., PICCIRILLO, E.M. & NARDY, A.J.R. (1988). *Geological and magmatic aspects of the Paraná Basin: an introduction*. In: Piccirillo, E.M. & Melfi, A.J. (Eds.). *The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin: petrogenetic and geophysical aspects*. São Paulo, USP, 1988.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. (eds.). Reinforcement of earth slopes and embankments, NCHRP Report 290, USA Transportation Research Board, National Research Council, 1987. Washington D.C, USA, 323p.

ODEBRECHT .E ; SCHNAID, F. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2ª edição. São Paulo, SP, 2012. 254p.

OLIVEIRA, V. S.; FERREIRA, R. S.; OLIVEIRA, H. R. Análise de estabilidade no estudo de talude em solo grampeado, IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 2005. Salvador, pp. 835-844.

ORAL, T.; SHEAHAN, T. C. Use of soil nails in soft clays, Geotechnical Special Publication, no 83, Design and Construction of Earth Retaining Systems, 1998, pp. 26-40.

ORTIGÃO, J. A. R. Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado, Nota técnica, Solos; Rochas, ABMS, 1997. v. 20:1, pp.39-43.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. Solo Grampeado: Técnica para estabilização de encostas e escavações, I COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 1992. v. 1, Rio de Janeiro, pp. 57-74.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. (eds.). Manual técnico de encostas. GeoRio, 2ª edição. 2000, v. IV, 184p.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. Experience with soil nailing in Brazil: 1970-1994, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, London, 1992a. v. 113, paper n0 10584, pp. 93-106.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993 Solos e Rochas, 1993. v. 16 no. 4, pp. 291-304.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. C. Experience with soil nailing in Brazil: 1970 – 1994. Geotechnical Engineering., v. 113, p. 93-106, abril 1995.

ORTIGÃO, J. A. R.; D'ÁVILA, C. J. R.; SILVA, S. P.; MAIA, H. S. Solo grampeado no Morro da Formiga. I COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 1992b. v. 1, Rio de Janeiro, pp. 47-56.

PINTO, C. P.; SILVEIRA, J. da. Projeto e execução de contenções na Linha Amarela - RJ, 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 2001. Rio de Janeiro, pp. 531-538.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3ª edição. São Paulo, SP, 2006. 367p.

PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T.; ZIRLIS, A. C. Solo grampeado: alguns detalhes executivos – ensaios – casos de obras, In: Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS/Sinduscon-SP, 2003. São Paulo, pp. 01-20.

PLUMELLE, C.; SCHLOSSER, F.; DELAGE, P.; KNOCHENMUS, G. French national research project on soil nailing: CLOUTERRE, ASCE Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Special Publication, 1990. no 25, pp. 660-675.

PORTERFIELD, J. A.; COTTON, D. M.; BYRNE, R. J. Soil nailing field inspectors manual - Project Demonstration 103. Publication no. FWHA-SA-93- 068, Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1994.123p.

PROTO SILVA, T. Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss, Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, 2005. Rio de Janeiro, 140p.

SANDRONI, S. S.; da SILVA, S. R. B. Um ponto de vista sobre projeto de muros de solo grampeado e dois casos de convivência com deslizamentos, IV COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 2005. Palestra Técnica, Salvador, 28p.

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

SARAMAGO, R. P.; MENDONÇA, M. B.; BRUGGER, P. J.; FERREIRA JR., J. A. Muro de solo grampeado com face em blocos pré-moldados, IV COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 2005. v. 2, Salvador, pp. 827-833.
SCHLOSSER, F. Behavior and design of soil nailing, Proc. Symp. on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, 1982. pp. 399-413.

SCHLOSSER, F.; UNTERREINER, P. Soil nailing in France – Research and Practice, Proceeding of first international seminar on soil mechanics and foundation engineering of Iran, Iranian Geotechnical Society, 1990. Iran, v. 2, pp. 436-468.

SCHLOSSER, F.; UNTERREINER, P.; PLUMELLE, C. French research program CLOUTERRE on soil nailing, Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement et Geosynthetics, New Orleans, Louisiana. USA, 1992. v. 2, pp. 739-750.

SCHLOSSER, F.; UNTERREINER, P.; PLUMELLE, C. Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du PROJET NATIONAL CLOUTERRE, Revue Française de Géotechnique, 1993. no 64, pp. 11-20.

SHEAHAN, T. C. Field study of soil nails in clay at the UMass NGES, Geotechnical Special Publication, no 93, 2000, pp. 250-263.

SIEIRA, A.C.C.F. Análise do Comportamento de um muro de Contenção de encostas utilizando pneus – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RIO, 1998.

SIGOURNEY, J. W. Applications of soil nailing in residual soil. Design with residual materials: geotechnical and construction considerations. 1996. ASCE Geotechnical Special Publication no 63: pp. 57-65.

SHEAHAN, T. C. Field study of soil nails in clay at the UMass NGES, Geotechnical Special Publication, no 93, 2000, pp. 250-263.

SHEN, C. K.; BANG, S.; HERRMANN, L. R. Ground movement analysis of earth support system, Journal of Geotechnical Division, ASCE, 1981. v.107, no GT12, December, pp. 1609-1624.

SOARES, J. E. S.; GOMES, R. C. Um caso de obra de solo grampeado na encosta da BR-101 em Angra dos Reis - RJ, Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS-NRSP/SindusCon- SP, 2003. São Paulo pp. 49-56.

SILVA, J. C. da.; VARGAS JR., E. A.; VAZ, L. E. Análise numérica de estruturas grampeadas, Anais do Simpósio de Informática em Geotecnia, INFOGEO 2001,

Associação Brasileira de Mecânica do Solos, NR PRSC, 2001. CD-ROM. Windows 98.

SINCO - SLOPE INDICATOR COMPANY. Slope indicator 2004 catalog. 2004, 114p. Disponível em: <www.slopeindicator.com>. Acesso em 02 de Fevereiro de 2019.

SNOW, M.; COTTON, D. Design and installation considerations of geocomposite drains in soil nail walls, Geotechnical Special Publication, no 103, 2000, pp. 129-139.

SOLOTRAT, Engenharia Geotécnica. Livro de Manuais Técnicos. São Paulo: SOLOTRAT, 2009. 3ª edição. 93 f.

SPRINGER, F. O. Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss, Tese de Doutorado, PUC-Rio, 2006. Rio de Janeiro, 310p.

STROUD, M. A. The standard penetration test - its application and interpretation. In: GEOTECH. CONF. ON PENETRATION TESTING IN THE UK, Birmingham. Proceedings... London: Thomas Telford, 1989.

STROUD, M.A.; BUTLER, F.G. The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials, Conf. on the engineering behaviour of glacial materials, Univ. of Birmingham. Pp. 124-135, U.K, 1975.

TAN, Y. C.; CHOW, C. M. Slope stabilization using soil nails: design assumptions and construction realities, Malaysia-Japan Symposium on Geohazards and Geoenvironmental Engineering, 2004, Malaysia, 13p.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. p. 227-264.

TOZATTO, J. H. F. Estruturas de contenção de baixa altura em solo residual, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 2000. Rio de Janeiro, 146p.

TOZATTO, J. H. F.; LOPES, F. R.; DANZIGER, F. A. B. Contribuição ao estudo de estruturas de contenção de baixa altura em solo residual, III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 2001. Rio de Janeiro, pp. 491-498.

UNTERREINER, P.; SCHLOSSER F.; BENHAMIDA B. Calculation of the displacements of a full scale experimental soil nailed wall – French National Research Project Clouterre, The Practice of Soil Reinforcing in Europe: a symposium held under the auspices of the IGS at the Institution of Civil Engineers, 18th. 1995, 20p.

ZIRLIS, A. C. Soil Nailing - Chumbamento de Solos: alguns aspectos desta recente técnica de contenção. Palestra na escola politécnica da Universidade Federal da Bahia. ESTE Engenharia Serviços Técnicos Especiais, 1988.

ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A. Soil nailing: chumbamento de solos – experiência de uma equipe na aplicação do método, I COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, 1992. Rio de Janeiro, v. 1, pp. 81-99.

ZIRLIS, A. C.; VAL, E. C. do; NEME, P. A. Solo grampeado: projeto, execução e instrumentação, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, núcleo regional São Paulo, 1999, 69p.

ANEXO 1 – PROJETO “AS BUILT” DA OBRA

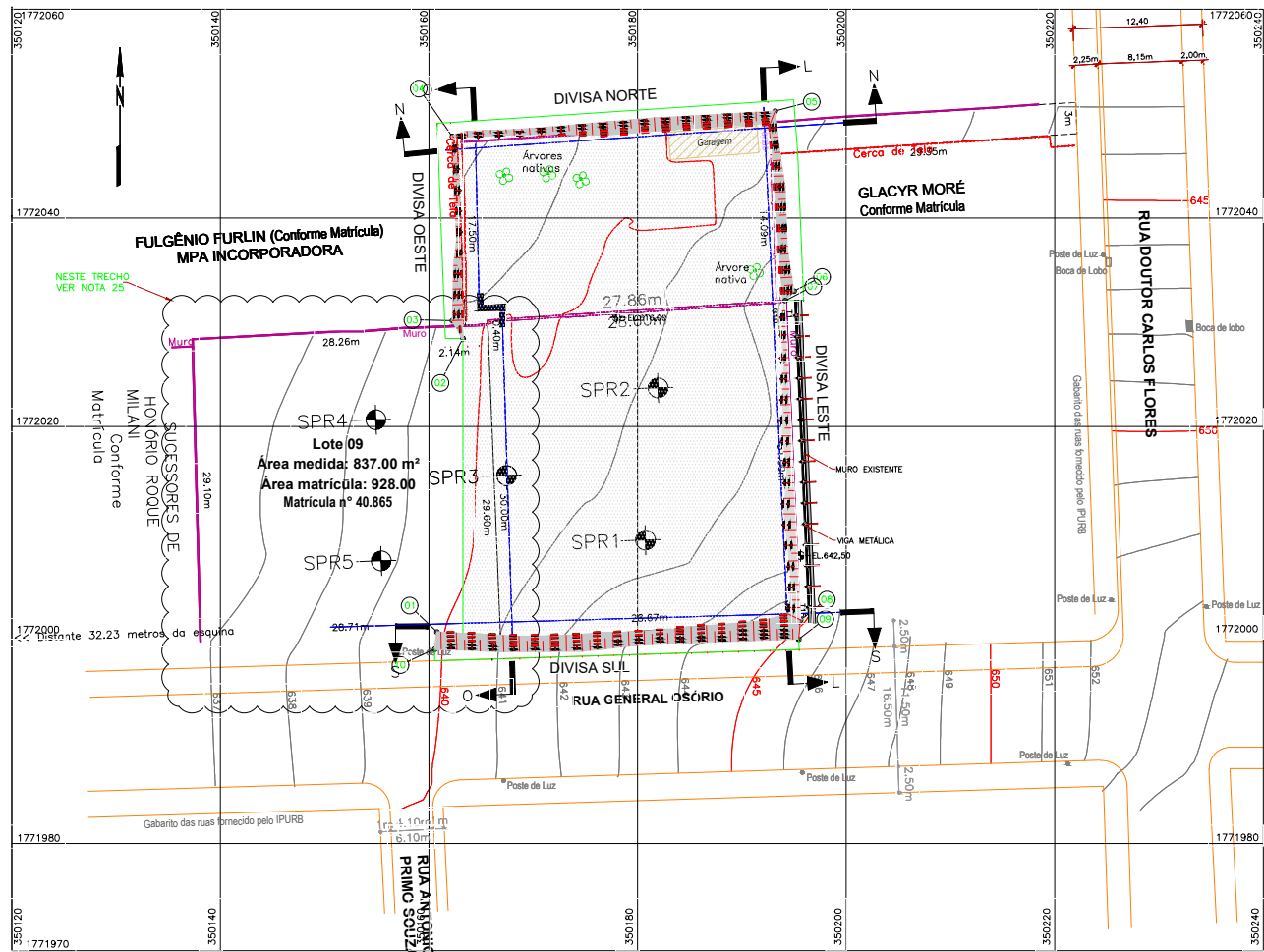


TABELA DE COORDENADAS FACIL LESTE E FACE OESTE			
PONTO	NORTE	LESTE	
01	N=1.772.200,525	E=350.163,714	
02	N=1.772.025,442	E=350.163,269	
03	N=1.772.030,160	E=350.162,249	
04	N=1.772.047,835	E=350.164,231	
05	N=1.772.052,255	E=350.192,177	
06	N=1.772.032,991	E=350.192,000	
07	N=1.772.032,078	E=350.194,183	
08	N=1.772.001,428	E=350.192,824	
09	N=1.771.893,097	E=350.192,407	
10	N=1.771.998,661	E=350.160,539	

PLANTA DE SITUAÇÃO
ESC. 1:250

NOTAS:

- TODAS AS DIMENSÕES E ELEVÇÕES ESTÃO EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- A LOCAÇÃO DA OBRA DEVE SER ACOMPANHADA PELA FISCALIZAÇÃO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO DO PROJETO, DEVERÁ SER CONSULTADA A PROJETISTA.
- O MÉTODO EXECUTIVO DEVERÁ SER ADEQUADO AOS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS LOCAIS, VISANDO A SEGURANÇA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- OS DETALHES DO SISTEMA DE DRENAGEM SUPERFICIAL E PROFUNDA ENCONTRAM-SE NOS N° FGE0-004 E N° FGE0-005.
- COBRIMENTO DA ARMADURA = 3,0CM, A DOBRAGEM E EMBEDA DAS BARRAS DEVERÃO OBEDECER AS DIRETRIZES DA NBR 6118.
- O COMPRIMENTO DOS DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHPS) DEVE SER AQUELE ESPECIFICADO NO DESENHO, SALVO EXCEÇÃO EM QUE SEJA ENCONTRADO O TOPO ROCHOSO EM COMPRIMENTO MENOR QUE O ESPECIFICADO.
- MATERIAIS:
CONCRETO PROJETADO - CONSUMO MÍNIMO - 355 KG/M3
AÇO CA 50 (CHUMBADORES)
AÇO CA 60 (TELA SOLDADA)
- A EXECUÇÃO DO "GRAMPEAMENTO DO TERRENO" DEVERÁ SER FEITA COM EQUIPAMENTO QUE MINIMIZE CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.
- O DIÂMETRO MÍNIMO DE PERFURAÇÃO DOS FURROS DEVE SER DO TIPO NX (75MM).
- TODOS OS CHUMBADORES DEVERÃO RECEBER CENTRALIZADORES E A INJEÇÃO DA BANHA DEVERÁ SER EXECUTADA POR GRAVIDADE OU BAIXA PRESSÃO (ATÉ 0,5KGf/cm2) IMEDIATAMENTE APÓS A COLOCAÇÃO DAS BARRAS NO FURO.
- A EXECUÇÃO DO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA DEVERÁ SER FEITA IMEDIATAMENTE APÓS A INJEÇÃO DOS GRAMPAS.
- DEVE SER EVITADO O CONTATO DA TELA METÁLICA Q138 COM A SUPERFÍCIE DO TALUDE.
- A APLICAÇÃO DO REVESTIMENTO DEVE SER REALIZADA APÓS ACERTO MANUAL DA SUPERFÍCIE DO TALUDE, REMOÇÃO DO MATERIAL SOLTO COM LIXO, DETRITOS, PEQUENAS RAÍZES, ETC.
- A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NO CONTATO SOLO-GRAMPO (OS) DEVE SER AFERIDA NO CAMPO ATRAVÉS DA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.
- NOS TALUDES EM ROCHA SÁ E ALTERADA PODERÃO SER PREVISTOS TRATAMENTOS TIPOS CONFORME INDICAÇÃO DE PROJETO E MEDIANTE Mapeamento GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE E CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO COM O AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES.
- O TOPO ROCHOSO FOI DEFINIDO A PARTIR DAS SONDAJES GEOTÉCNICAS EXECUTADAS E DEVERÁ SER CONFIRMADO COM O AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES E PERFURAÇÕES DOS GRAMPAS A ALTERAÇÃO DO TOPO ROCHOSO PODERÁ ALTERAR A DENSIDADE DE GRAMPAS INDICADA NESTE PROJETO.
- DURANTE A EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO EM SOLO GRAMPEADO, DEVERÃO SER FEITAS LEITURAS DOS INSTRUMENTOS (INCLINÔMETROS E MARCOS SUPERFICIAIS) LOCALADOS CONFORME PROJETO. ESTAS LEITURAS DEVERÃO CONSTAR DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO. DEVERÃO SER ANOTADAS AS COTAS DA ESCAVAÇÃO, CONDIÇÕES CLIMÁTICAS E OUTROS FATORES QUE POSSAM INFLUENCIAR AS MEDIÇÕES.
- DEVERÁ SER PREVISTA, EM CONJUNTO COM O PROJETO ESTRUTURAL, SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO DEFINITIVA DA ESCAVAÇÃO A SER DIMENSIONADA DE ACORDO COM DIAGRAMAS DE ESFORÇOS HORIZONTAIS (EMPUXOS) E ESTRUTURAS DE TRAVAMENTO LATERAIS.
- DEVERÁ SER PREVISTO O PREENCHIMENTO DO ESPAÇO VAZIO JUNTO A PAREDE DE CONCRETO ARMADO DA EDIFICAÇÃO E A FACE DO TALUDE. O MATERIAL DE PREENCHIMENTO DO ESPAÇO VAZIO DEVERÁ SER CONSTITUÍDO DE AREIA FINA E MÉDIA, LANÇADA COM ESPESURA MÁXIMA DE 25CM E DENSIFICADA COM SOQUETE MANUAL.
- O PROJETO APRESENTADO PODERÁ SOFRER AJUSTES NO CAMPO EM FUNÇÃO DO AVANÇO DA ESCAVAÇÃO, RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO E LABORATÓRIO, BEM COMO, DOS RESULTADOS E ANÁLISES NA INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA ESCAVAÇÃO.
- PARA VISTAS E SEÇÕES VER DESENHOS N° FGE0-002 E N° FGE0-003, RESPECTIVAMENTE.
- PARA DETALHES TÍPICOS VER DESENHOS N° FGE0-004 E N° FGE0-005.
- PARA O PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA VER DESENHO N° FGE0-006.
- NESTA REGIÃO ESTÁ PREVISTA CRIAÇÃO DE ACESSO AO TERRENO COM ESCAVAÇÃO EM RAMPA, PARA RETIRADA DO MATERIAL ESCAVADO, PODENDO HAVER A NECESSIDADE DE TRATAMENTO DOS TALUDES LATERAIS.

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

ARQUIVO N° "DG_CENTRO MEDICO_3 LOTES 23.07.18_RTM_CAD2013.DWG".

N°	DATA	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	PROJ.	APROV.
02	09/08/19	"AS BUILT"	FFB	TPS
01	12/02/19	LANÇAMENTO DA VIGA METÁLICA	FFB	TPS
00	15/03/19	EMISSÃO INICIAL	FFB	TPS

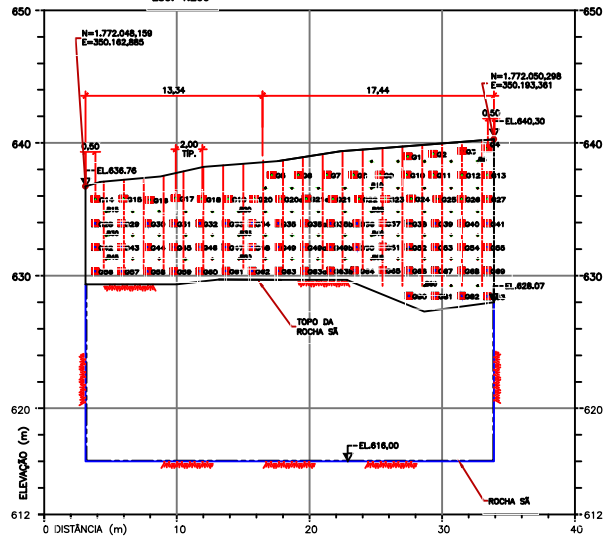


ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÃO PROVISÓRIA EM SOLO GRAMPEADO PROJETO EXECUTIVO

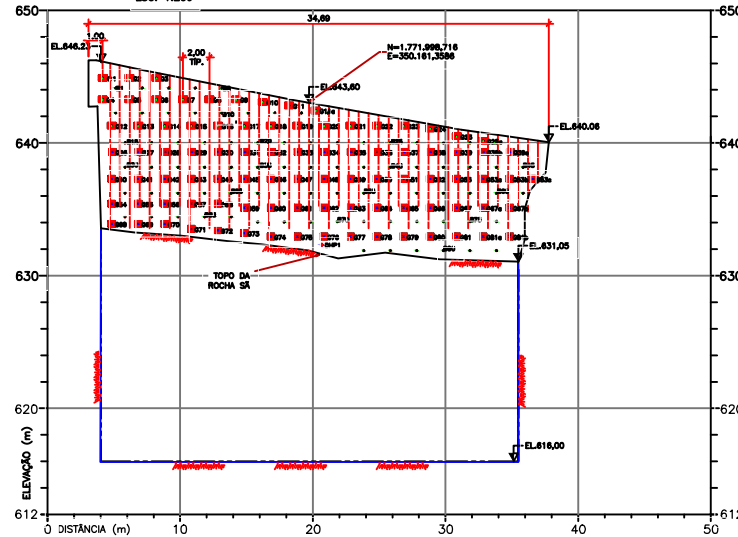
PLANTA DE SITUAÇÃO

PROJETISTA JOEL CORREA	DESENHISTA JOEL CORREA	ESCALA 1:250	DATA 16/01/19
VERIFICADOR FRANCINE B.	APROVAÇÃO TIAÇO FROTO	N° DES. FGE0 001-RO	

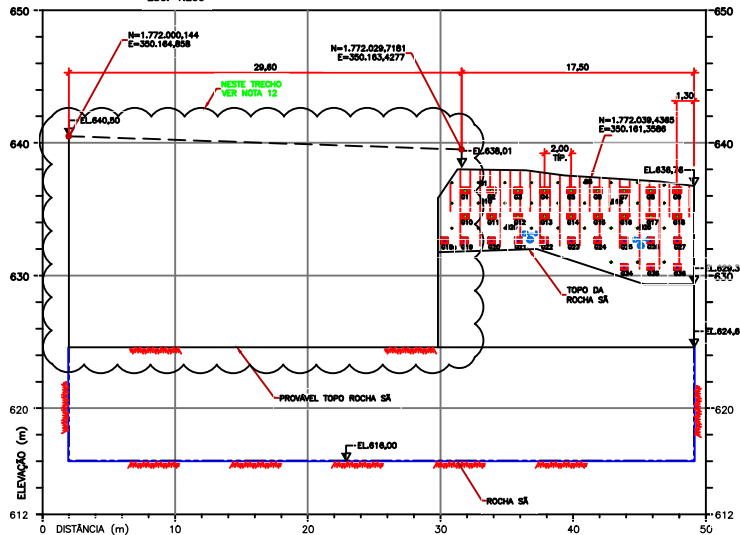
DIVISA NORTE – VISTA N–N
ESC. 1:200



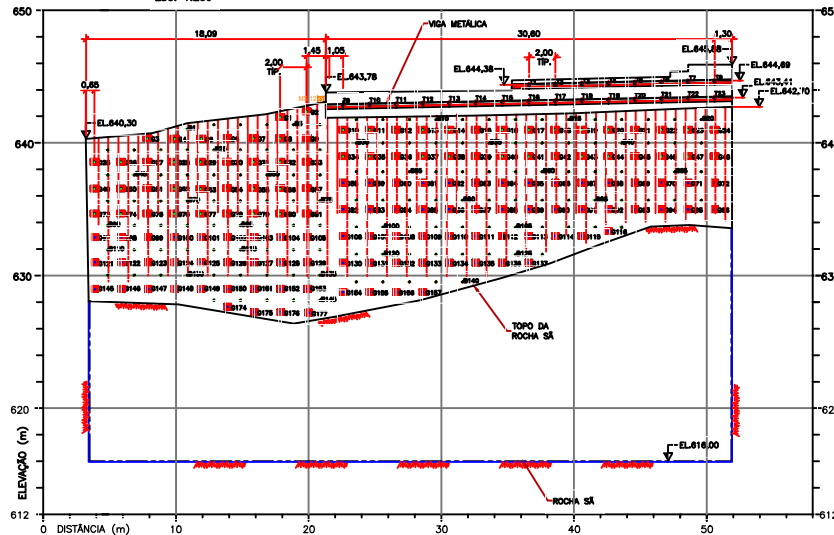
DIVISA SUL – VISTA S–S
ESC. 1:200



DIVISA OESTE – VISTA O–O
ESC. 1:200



DIVISA LESTE – VISTA L–L
ESC. 1:200



NOTAS:

- TODAS AS DIMENSÕES E ELEVÇÕES ESTÃO EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO
- A LOCAÇÃO DA OBRA DEVE SER ACOMPANHADA PELA FISCALIZAÇÃO
- QUALQUER ALTERAÇÃO DO PROJETO, DEVERÁ SER CONSULTADA A PROJETISTA
- O MÉTODO EXECUTIVO DEVERÁ SER ADEQUADO AOS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS LOCAIS, VISANDO A SEGURANÇA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA
- OS DETALHES DO SISTEMA DE DRENAGEM SUPERFICIAL E PROFUNDA ENCONTRAM-SE NO DESENHO FGE0 005-R0
- COSRIMENTO DA ARMADURA = 3,0CM, A DOBRAGEM E EMENDA DAS BARRAS DEVERÃO OBEDECER AS DIRETRIZES DA NBR 6118
- O COMPRIMENTO DOS DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHPs) DEVE SER AQUELE ESPECIFICADO NO DESENHO, SALVO EXCEÇÃO EM QUE SEJA ENCONTRADO O TOPO ROCHOSO EM COMPRIMENTO MENOR QUE O ESPECIFICADO.
- MATERIAIS:
CONCRETO PROJETADO – CONSUMO MÍNIMO – 355 KG/M3
AÇO CA 50 (CHUMBADORES)
AÇO CA 60 (TELA SOLDADA)
- A EXECUÇÃO DO 'GRAMPEAMENTO DO TERRENO' DEVERÁ SER FEITA COM EQUIPAMENTO QUE MINIMIZE CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.
- O DIÂMETRO MÍNIMO DE PERFURAÇÃO DOS FURROS DEVE SER DO TIPO NX (75MM).
- TODOS OS CHUMBADORES DEVERÃO RECEBER CENTRALIZADORES E A INJEÇÃO DA BANHA DEVERÁ SER EXECUTADA POR GRAVIDADE OU BAIXA PRESSÃO (ATÉ 0,5KGf/CM2) IMEDIATAMENTE APÓS A COLOCAÇÃO DAS BARRAS NO FURO.
- A EXECUÇÃO DO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA DEVERÁ SER FEITA IMEDIATAMENTE APÓS A INJEÇÃO DOS GRAMPIS.
- DEVE SER EVITADO O CONTATO DA TELA METÁLICA Q138 COM A SUPERFÍCIE DO TALUDE.
- A APLICAÇÃO DO REVESTIMENTO DEVE SER REALIZADA APÓS ACERTO MANUAL DA SUPERFÍCIE DO TALUDE, REMOÇÃO DO MATERIAL SOLTTO COM LIXO, DETRITOS, PEDRENAS RAÍZES, ETC.
- A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NO CONTATO SOLDO-GRAMPO (QS) DEVE SER AFERIDA NO CAMPO
ATRAVÉS DA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.
- NOS TALUDES EM ROCHA SA E ALTERADA PODERÁ SER PREVISTOS TRATAMENTOS TÍPICOS CONFORME INDICAÇÃO DE PROJETO E MEDIANTE Mapeamento GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE E CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO COM O AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES.
- O TOPO ROCHOSO FOI DEFINIDO A PARTIR DAS SONDAJENS GEOTÉCNICAS EXECUTADAS E DEVERÁ SER CONFIRMADO COM O AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES E PERFURAÇÕES DOS GRAMPIS. A ALTERAÇÃO DA SUPERFÍCIE ROCHOSA PODE ALTERAR A DENSIDADE DE GRAMPIS INDICADA NESTE PROJETO.
- DURANTE A EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO E DA ESTRUTURA EM SOLDO GRAMPEADO, DEVERÃO SER FEITAS LEITURAS DOS INSTRUMENTOS (INCLINÔMETROS E MARCOS SUPERFICIAIS) LOCALS CONFORME PROJETO.
- ESTAS LEITURAS DEVERÃO CONSTAR DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO. DEVERÃO SER ANOTADAS AS COTAS DA ESCAVAÇÃO, CONDIÇÕES CLIMÁTICAS E OUTROS FATORES QUE POSSAM INFLUENCIAR AS MEDIÇÕES.
- DEVERÁ SER PREVISTA, EM CONJUNTO COM O PROJETO ESTRUTURAL, SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO DEFINITIVA DA ESCAVAÇÃO.
- O PROJETO APRESENTADO PODERÁ SOFRER AJUSTES NO CAMPO EM FUNÇÃO DO AVANÇO DA ESCAVAÇÃO, RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO E LABORATÓRIO, BEM COMO, DOS RESULTADOS E ANÁLISES NA INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA ESCAVAÇÃO.
- NESTA REGIÃO ESTÁ PREVISTA CRIAÇÃO DE ACESSO AO TERRENO COM ESCAVAÇÃO EM RAMPA PARA RETIRADA DO MATERIAL ESCAVADO, PODENDO HAVER A NECESSIDADE DE TRATAMENTO DOS TALUDES LATERAIS.

LEGENDA:

- GRAMPO #20mm CASO (PLACA+PORCA) U2
- GRAMPO #20mm CASO (DOBRA) G3
- TIRANTE EM VIGA METÁLICA T11
- LOCALIZAÇÃO DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

ARQUIVO N° 'DC_CENTRO MEDICO_3 LOTES 23.07.18_RTM_CAD2013.DWG'.

N°	DATA	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	PROJ.	APROV.
03	18/08/18	AS BUILT	FFB	TPS
02	12/02/18	VIGA METÁLICA NO MURO EXISTENTE	FFB	TPS
01	10/02/18	NUMERAÇÃO DOS GRAMPIS E ACERTOS EM GERAL	FFB	TPS
00	18/01/18	VERSÃO INICIAL	FFB	TPS

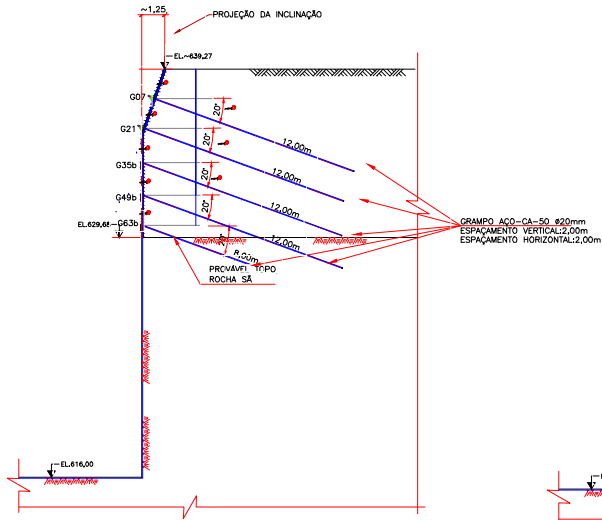


ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÃO
PROVISÓRIA EM SOLDO GRAMPEADO
PROJETO EXECUTIVO

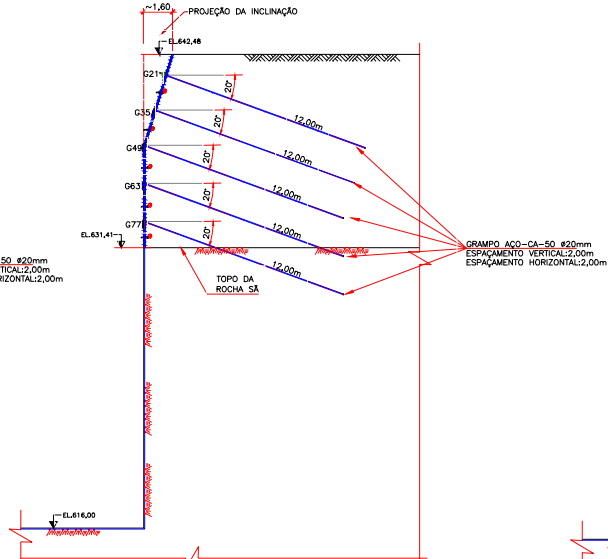
VISTAS FRONTAIS

PROJETA JOEL CORREA	ELABORADA JOEL CORREA	ESCALA 1:200	DATA 23/01/19
APROVADA FRANCINE B.	PROJETO TIAGO PROTO	Nº PROJ FGE0 002-R3	

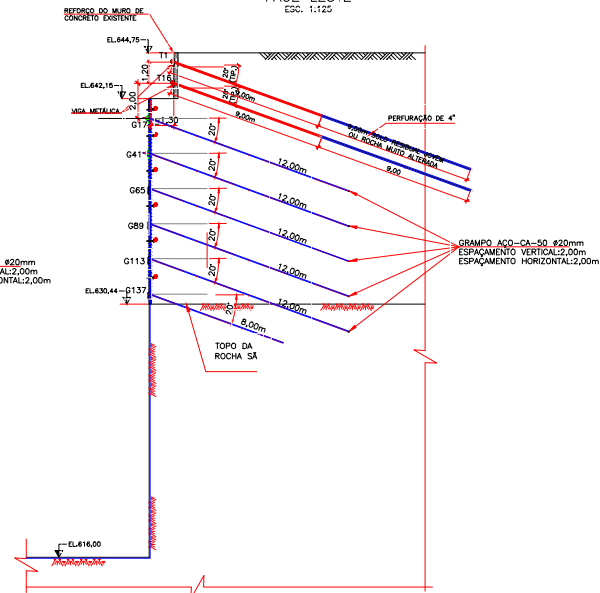
SEÇÃO TRANSVERSAL A-A
FACE NORTE
ESC. 1:125



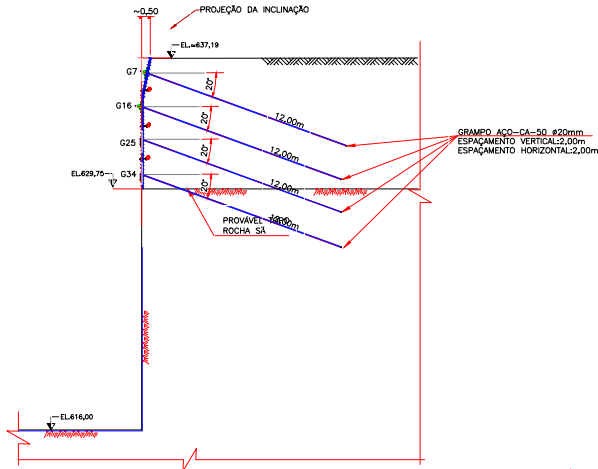
SEÇÃO TRANSVERSAL B-B
FACE SUL
ESC. 1:125



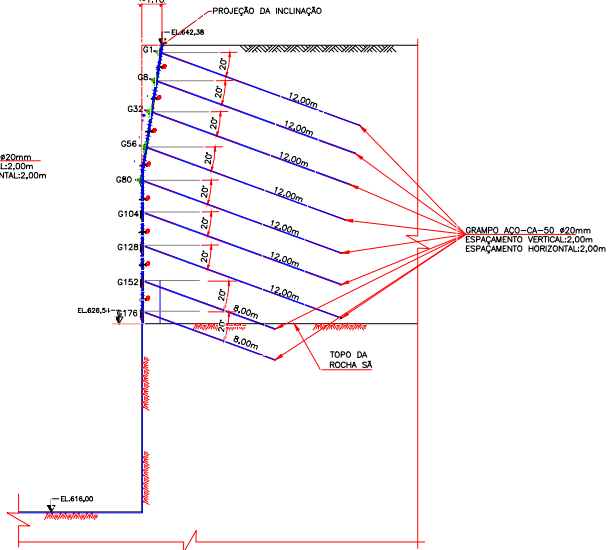
SEÇÃO TRANSVERSAL E-E
FACE LESTE
ESC. 1:125



SEÇÃO TRANSVERSAL C-C
FACE OESTE
ESC. 1:125



SEÇÃO TRANSVERSAL D-D
FACE LESTE
ESC. 1:125



NOTAS:

1. TODAS AS DIMENSÕES E ELEVAÇÕES ESTÃO EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO.
2. A LOCAÇÃO DA OBRA DEVE SER ACOMPANHADA PELA FISCALIZAÇÃO.
3. QUALQUER ALTERAÇÃO DO PROJETO, DEVERÁ SER CONSULTADA A PROJETISTA.
4. O MÉTODO EXECUTIVO DEVERÁ SER ADEQUADO AOS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS LOCAIS, VISANDO A SEGURANÇA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
5. OS DETALHES DO SISTEMA DE DRENAGEM SUPERFICIAL E PROFUNDA EXCERIVAM-SE NOS N.ºS FGE0-004 E N.º FGE0-005.
6. COBRIMENTO DA ARMADURA = 3,00CM, A DISTRIBUIÇÃO E EMENDA DAS BARRAS DEVERÃO OBEDECER AS DIRETRIZES DA NBR 6118.
7. O COMPRIMENTO DOS DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHPs) DEVE SER AQUELE ESPECIFICADO NO DESENHO, SALVO EXCEÇÃO EM QUE SEJA ENCONTRADO O TOPO ROCHOSO EM COMPRIMENTO MENOR QUE O ESPECIFICADO.
8. MATERIAIS:
CONCRETO PROJETADO – CONSUMO MÍNIMO – 355 KG/M³
AÇO CA 50 (CHUMBADORES)
AÇO CA 80 (TELA SOLDADA)
9. A EXECUÇÃO DO "GRAMPEAMENTO DO TERRENO" DEVERÁ SER FEITA COM EQUIPAMENTO QUE MINIMIZE CIRCULAÇÃO DE ÁGUA.
10. O DIÂMETRO MÍNIMO DE PERFURAÇÃO DOS FUROS DEVE SER DO TIPO NX (75MM).
11. TODOS OS CHUMBADORES DEVERÃO RECEBER CENTRALIZADORES E A INJEÇÃO DA BANHA DEVERÁ SER EXECUTADA POR GRAVIDADE OU BAIXA PRESSÃO (ATE 0,5KGf/CM²) IMEDIATAMENTE APOS A COLOCAÇÃO DAS BARRAS NO FURO.
12. A EXECUÇÃO DO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA DEVERÁ SER FEITA IMEDIATAMENTE APOS A INJEÇÃO DOS GRAMPES.
13. DEVE SER EVITADO O CONTATO DA TELA METÁLICA Q138 COM A SUPERFÍCIE DO TALUDE.
14. A APLICAÇÃO DO REVESTIMENTO DEVE SER REALIZADA APOS ACERTO MANUAL DA SUPERFÍCIE DO TALUDE, REMOÇÃO DO MATERIAL SOLTO COM LIXO, DETRITOS, FERRUGEM, FRAZES, ETC.
15. A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NO CONTATO SOLO-GRAMPO (GS) DEVE SER AFERIDA NO CAMPO ATRAVÉS DA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DE ARRANQUEAMENTO.
16. NOS TALUDES EM ROCHA SA E ALTERADA PODERÃO SER PRESTADOS TRATAMENTOS TÍPICOS CONFORME INDICAÇÃO DE PROJETO E MEDIANTE MAPEAMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE E CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO COM O AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES.
17. O TOPO ROCHOSO FOI DEFINIDO A PARTIR DAS SONDAJENS GEOTÉCNICAS EXECUTADAS E DEVERÁ SER CONFIRMADO COM O AVANÇO DAS ESCAVAÇÕES E PERFURAÇÕES DOS GRAMPES. A ALTERAÇÃO DO TOPO ROCHOSO PODERÁ ALTERAR A DENSIDADE DE GRAMPES INDICADA NESTE PROJETO.
18. DURANTE A EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO EM SOLO GRAMPEADO, DEVERÃO SER FETAS LETURAS DOS INSTRUMENTOS (INCLINÔMETROS E MARCOS SUPERFICIAIS) LOCALIZADOS CONFORME PROJETO. ESTAS LETURAS DEVERÃO CONSTAR DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO. DEVERÃO SER ANOTADAS AS COTAS DA ESCAVAÇÃO, CONDIÇÕES CLIMÁTICAS E OUTROS FATORES QUE POSSAM INFLUENCIAR AS MEDIÇÕES.
19. DEVERÁ SER PREVISTA, EM CONJUNTO COM O PROJETO ESTRUTURAL, SOLUÇÃO DE CONTIÇÃO DEFINITIVA DA ESCAVAÇÃO A SER DIMENSIONADA DE ACORDO COM DIAGRAMAS DE ESFORÇOS HORIZONTAIS (EMPUSOS) E ESTRUTURAS DE TRAVAMENTO LATERAIS.
20. DEVERÁ SER PREVISTO O PREENCHIMENTO DO ESPAÇO VAZIO JUNTO A PAREDE DE CONCRETO ARMADO DA EDIFICAÇÃO E A FACE DO TALUDE. O MATERIAL DE PREENCHIMENTO DO ESPAÇO VAZIO DEVERÁ SER CONSTITUÍDO DE AREIA FINA E MÉDIA, LANÇADA COM ESPESURA MÁXIMA DE 25CM E DENSIFICADA COM SOQUETE MANUAL.
21. PARA VISTAS E SEÇÕES VER DESENHOS N.º FGE0-002 E N.º FGE0-003, RESPECTIVAMENTE.
22. PARA DETALHES TÍPICOS VER DESENHOS N.º FGE0-004 E N.º FGE0-005.
23. PARA O PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA VER DESENHO N.º FGE0-006.
24. OS NÍVEIS INDICADOS, TIVERAM COMO BASE AS INFORMAÇÕES CONTIDAS NO ARQUIVO DE REFERÊNCIA E DEVERÃO SER CONFIRMADOS ANTES DO INÍCIO DAS OBRAS. QUALQUER ALTERAÇÃO SIGNIFICATIVA NESTES NÍVEIS DEVERÁ SER INFORMADA A PROJETISTA.
25. O PROJETO APRESENTADO PODERÁ SOFRER AJUSTES NO CAMPO EM FUNÇÃO DO AVANÇO DA ESCAVAÇÃO, RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO E LABORATÓRIO, BEM COMO, DOS RESULTADOS E ANÁLISES NA INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA ESCAVAÇÃO.

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:

ARQUIVO N.º DG_CENTRO MEDIO_3 LOTES 23.07.18_RTM_CAD2013.DWG.

DT.	REVISÃO	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	PROJ.	APROV.
01	12/08/11	AS BUILT	FFB	TPS
02	12/02/17	SOLUÇÃO DA REA METALICA NA SEÇÃO E-E	FFB	TPS
03	10/07/12	REVISÃO GERAL	FFB	TPS
04	10/07/12	EMISSÃO INICIAL	FFB	TPS

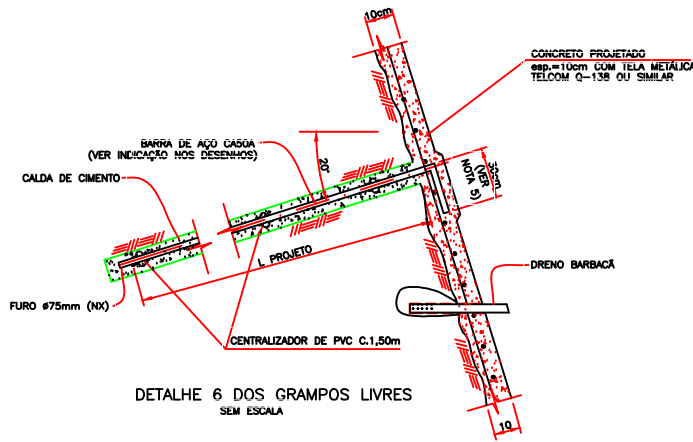
FGE0 ENGENHARIA

ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÃO
PROVISÓRIA EM SOLO GRAMPEADO
PROJETO EXECUTIVO

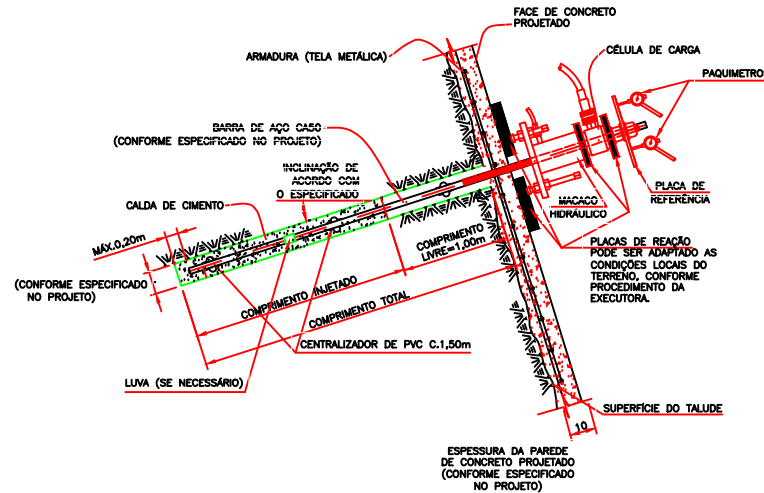
SEÇÕES TRANSVERSAL
A-A, B-B, C-C, D-D e E-E

PROJETISTA: JOEL CORREA
REVISOR: JOEL CORREA
AUTOR: FRANCINE B.
APROVADOR: TIAGO FROTO

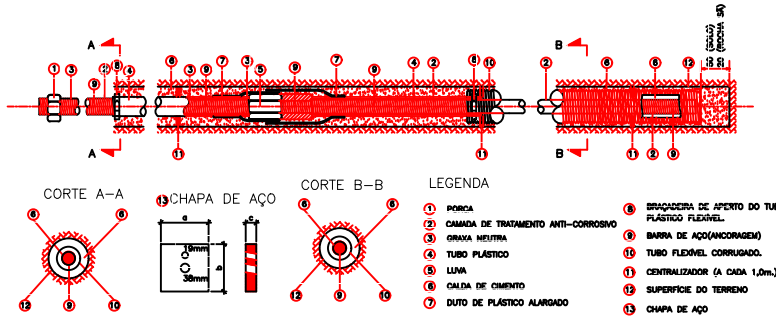
ESCALA: 1:200
DATA: 29/01/19
N.º PROJ.: FGE0 003-003



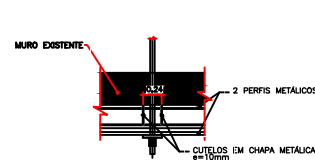
DETALHE 6 DOS GRAMPOS LIVRES SEM ESCALA



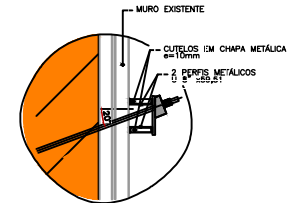
DETALHE 7 GRAMPO PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO SEM ESCALA



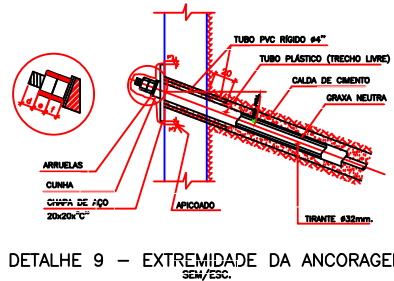
DETALHE 8 - ANCORAGEM DE AÇO EM BARRA SEM/ESC.



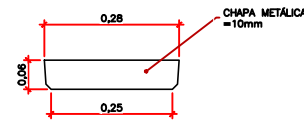
DETALHES DE LOCAÇÃO DOS CUTELOS ESC. 1:25



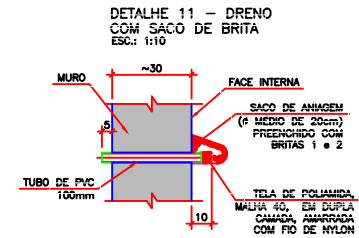
VIGA DE DISTRIBUIÇÃO DOS TIRANTES ESC. 1:25



DETALHE 9 - EXTREMIDADE DA ANCORAGEM SEM/ESC.



CUTELOS NAS ZONAS DAS ESTRONCAS ESC. 1:10



DETALHE 11 - DRENO COM SACO DE BRITA ESC. 1:10

QUADRO DE ANCORAGENS (x32)						
TIRANTES	TIPO DO AÇO	CARGA DE TRABALHO (kN)	ÂNGULO COM A HORIZONTAL (mm)	DIÂMETRO NOMINAL (Ø) (mm)	Ø PERF. (mm)	Q COMPRIMENTO LIVRE TOTAL (m)
T1 A T30	DIRETO STRA/108 OU SIMILAR	300	20°	32	100	30 2000 600

QUADRO DE COMPRIMENTOS (x32)						
TIRANTES	CHAPA DE AÇO (cm)	EXTREMIDADE SUPER E INFERIOR (cm)	DIÂMETRO DE ANCORAGEM-LB (cm)	TIPO DE SOLO	ROCHA ALT.	ROCHA SÆ
T1 A T30	20	3,6 4,25 4,25 8,5	800	SOLO	700	500

VIGA "U" (PADRÃO AMERICANO)					
BITOLA	h	a	L	COMPRIMENTO TOTAL	Ø4400mm
8"	59,20mm	0,770cm	203,20mm	PESO TOTAL	1935,2 kg
				PESO UNITÁRIO	20,50 kg/m

- NOTAS:
1. TODAS AS DIMENSÕES E ELEVÇÕES ESTÃO EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO.
 2. A LOCAÇÃO DA OBRA DEVE SER ACOMPANHADA PELA FISCALIZAÇÃO.
 3. QUALQUER ALTERAÇÃO DO PROJETO DEVERÁ SER CONSULTADA À PROJETISTA.
 4. O MÉTODO EXECUTIVO DEVERÁ SER ADEQUADO ÀS CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS LOCAIS, VISANDO A SEGURANÇA DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
 5. AS ENSAIOS NO TRECHO LIVRE DOS TIRANTES DEVEM SER PROTEGIDAS COM TUBO PLÁSTICO.
 6. OS TRECHOS LIVRES E ANCORADOS DOS TIRANTES, DEVEM SER DOTADOS DE DISPOSITIVOS VISANDO A CENTRALIZAÇÃO DOS MEDIOS.
 7. AS ANCORAGENS DEVEM SER ENSAIADAS DE ACORDO COM A ABNT NBR-9620 E OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DEVEM CONSTAR DO DOCUMENTO DE ACEITAÇÃO DA OBRA.
 8. O COMPRIMENTO DA ARMADURA = 3,00m. A COBRANÇA E EMENDA DAS BARRAS DEVEM OBEDECER AS DIRETRIZES DA NBR 8118.
 9. O COMPRIMENTO DOS DIÂMETROS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHP) DEVE SER AQUELE ESPECIFICADO NO DESENHO, SALVO DIFERENÇA EM QUE SEJA ENCONTRADO O TOPO ROCHOSO EM COMPRIMENTO MENOR QUE O ESPECIFICADO.
 10. MATERIAIS:
 - CONCRETO PROJETADO - CONSUMO MÍNIMO - 305 Kg/m³
 - ACØ CA 50 (DIÂMETROS)
 - ACØ CA 60 (TELA SOLDADA)
 11. O DIÂMETRO MÍNIMO DE PERFURAÇÃO DOS FUROS DEVE SER DO TIPO HX (78MM).
 12. TODOS OS CHAMADOS DEVEM RECEBER CENTRALIZADORES E A BARRA DA BARRA DEVERÁ SER DEDICADA POR OMMUNIDADE OU BARRA PRESSÃO (ATE 0,5KGF/CM2) IMEDIATAMENTE APÓS A COLOCAÇÃO DAS BARRAS NO FURO.
 13. PARA A PLANTA DE SITUAÇÃO VER DESENHO Nº F002-001.
 14. PARA VISAS E SEÇÕES VER DESENHOS Nº F002-002 E Nº F002-003, RESPECTIVAMENTE.
 15. PARA O PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA VER DESENHO Nº F002-005.
 16. O PROJETO APRESENTADO PODEM SURTIR AJUSTES NO CAMPO EM FUNÇÃO DO AVANÇO DA ESCAVAÇÃO, RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO E LABORATÓRIO, SEM COMO, DOS RESULTADOS E ANÁLISES NA INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA ESCAVAÇÃO.
 17. O ENSAIO PODE SER ADAPTADO ÀS CONDIÇÕES LOCAIS DO TERRENO, CONFORME PROCEDIMENTO DA EXECUTORA.
 18. SEM DETALHADA COM O AVANÇO DO PROJETO E APÓS A EXECUÇÃO DE TODOS OS ENSAIOS E VERIFICAÇÃO DA CARGA REAL DOS TIRANTES.

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA:
ARQUIVO Nº "DG_CENTRO MEDICO_3 LOTES 23.07.18_RTM_CAD2013.DWG".

Nº	DATA	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	FFB	TPS
01	12/05/10	DETALHE DA VIGA E CUTELO EM CHAPA METÁLICA	FFB	TPS
02	12/05/10	EMISSÃO INICIAL	FFB	TPS
Nº	DATA	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	PROJ.	APROV.

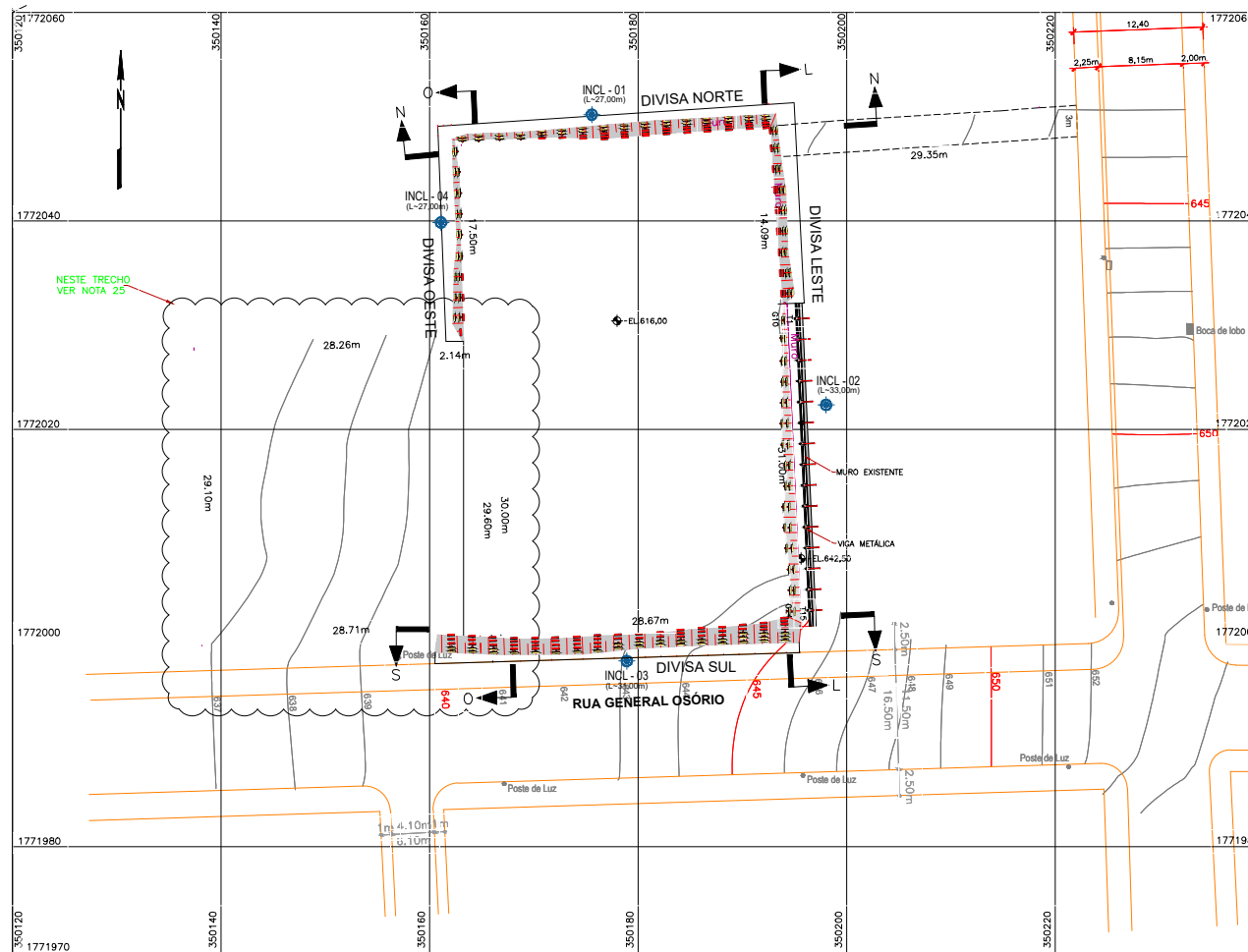
FGE0
ENGENHARIA

ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÃO
PROVISÓRIA EM SOLO GRAMPEADO
PROJETO EXECUTIVO

DETALHES TÍPICOS - PARTE 2

PROJETADEIRA: JOEL CORREIA
PROJETADEIRO: JOEL CORREIA
VERIFICADOR: FRANCINE B.

INDICADA: 16/01/19
Nº DES: FGE0 005-R1



PLANTA DE SITUAÇÃO
ESC. 1:250

TABELA DE COORDENADAS INCLINÔMETROS			
INCL	NORTE	LESTE	EL. (m)
INCL-01	N=1.772.049,531	E=350.176,041	641
INCL-02	N=1.772.029,308	E=350.194,123	645
INCL-03	N=1.771.998,216	E=350.179,360	651
INCL-04	N=1.772.039,437	E=350.161,359	651

NOTAS:

- TODAS AS DIMENSÕES E ELEVAÇÕES ESTÃO EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- OS MARCOS SUPERFICIAIS DEVERÃO SER INSTALADOS NOS LOCAIS INDICADOS NO PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO, PERMITINDO MEDIR EVENTUAIS DESLOCAMENTOS DA FACE DA ESCAVAÇÃO, POR MEIO DE LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS DE PRECISÃO COM ACURÁCIA DE 1MM.
- OS INCLINÔMETROS DEVERÃO SER INSTALADOS NOS LOCAIS INDICADOS NO PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO, PERMITINDO MEDIR EVENTUAIS DESLOCAMENTOS DA ESCAVAÇÃO EM PROFUNDIDADE, POR MEIO DE TORPEDO DE LEITURA E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DE PRECISÃO COM ACURÁCIA DE 0,1MM.
- PARA AS MEDIÇÕES, É NECESSÁRIA A IMPLANTAÇÃO DE UMA REFERÊNCIA DE NÍVEL, INSTALADA EM LOCAL AFASTADO DAS LEITURAS.
- A COTA DE INSTALAÇÃO E AS COORDENADAS DOS INSTRUMENTOS DEVERÃO SER DETERMINADAS 24 HORAS APÓS A INSTALAÇÃO, POR MEIO DE LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DE PRECISÃO.
- A LEITURA DOS MARCOS SUPERFICIAIS DEVERÁ SER FEITA POR NIVELAMENTO ÓTICO DE PRECISÃO A PARTIR DA REFERÊNCIA DE NÍVEL MAIS PRÓXIMA. O EQUIPAMENTO DEVERÁ SER TAL QUE A PRECISÃO DA MEDIDA FINAL SEJA DE 0,1 MM.
- LOGO APÓS A INSTALAÇÃO DEVERÃO SER FEITAS LEITURAS PARA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO INSTRUMENTO. CASO SEJAM VERIFICADAS ANOMALIAS NAS MEDIÇÕES, DEVERÁ SER FEITA UMA VERIFICAÇÃO DA INTEGRIDADE DO INSTRUMENTO E DAS CONDIÇÕES DE INSTALAÇÃO. ESTES DADOS DEVEM CONSTAR DO RELATÓRIO DE INSTALAÇÃO.
- DURANTE A EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO E DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO, DEVERÃO SER FEITAS LEITURAS DIÁRIAS DOS INSTRUMENTOS. ESTAS LEITURAS DEVERÃO CONSTAR DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO. DEVERÃO SER ANOTADAS AS COTAS DA ESCAVAÇÃO, CONDIÇÕES CLIMÁTICAS E OUTROS FATORES QUE POSSAM INFLUENCIAR AS MEDIÇÕES.
- A FREQUÊNCIA INICIAL DE LEITURAS PODERÁ SER ALTERADA CONFORME OS RESULTADOS DAS MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTOS INICIAIS.
- DEVERÁ SER CONSTRUÍDA CAIXA DE PROTEÇÃO PARA CADA INCLINÔMETRO.
- PARA CADA INCLINÔMETRO/MARCOS SUPERFICIAIS, DEVERÁ SER ELABORADO UM RELATÓRIO DE LEITURA, O QUAL DEVERÁ APRESENTAR, PELO MENOS, OS SEGUINTE DADOS:
 - IDENTIFICAÇÃO DO INSTRUMENTO;
 - LOCAL DE INSTALAÇÃO;
 - COORDENADAS DO INSTRUMENTO;
 - COTA DE INSTALAÇÃO, MEDIDA TOPOGRÁFICAMENTE;
 - IDENTIFICAÇÃO DA REFERÊNCIA DE NÍVEL UTILIZADA;
 - DATA E HORA DAS LEITURAS;
 - RESULTADO DAS LEITURAS;
 - CÓPIAS DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO DOS DESLOCAMENTOS.
 - GRÁFICOS DE DESLOCAMENTOS PARCIAIS (ENTRE 2 LEITURAS) E TOTAIS (ENTRE UMA LEITURA QUALQUER E A INICIAL) EM ORDENADA VERSUS TEMPO (EM ABSCISSA), CONJUNTAMENTE COM OS NÍVEIS DE ESCAVAÇÃO E HISTÓRICO DE IMPLANTAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
 - VELOCIDADE DE DESLOCAMENTOS NO PERÍODO ENTRE 2 LEITURAS;
 - LOCAÇÃO ESQUEMÁTICA DO INSTRUMENTO EM RELAÇÃO AS ESTRUTURAS ADJACENTES;
 - OBSERVAÇÕES QUANTO A EVENTUAIS EVENTOS OCORRIDOS DURANTE A OPERAÇÃO QUE, DE ALGUM MODO, POSSAM REPERCUTIR NOS RESULTADOS;
 - FOTOS DOCUMENTANDO A INSTALAÇÃO (1º RELATÓRIO).

LEGENDA:

- INSTRUMENTAÇÃO
- INCL-...
 - INCLINÔMETROS

OBSERVAÇÃO / ALERTA:			
Grandezas	Critérios de Alerta		
	Estável	Acompanhamento	Alerta
Deslocamentos Incrementais	< 2 mm/dia	2 a 5 mm/dia	> 5 mm/dia
Deslocamentos Absolutos	Para verificação de serviço		Para verificação de estado limite último
	h/250 ≥ 40mm R/4mm	h/100 ≥ 100mm R/10mm	

NOTA:
Os critérios indicados poderão ser revisados em fase de obra ou exploração, sempre que os resultados observados, e a sua análise, assim o recomendar.

QUANTITATIVOS		
Instrumentos	Simbologia	Quantidades
Inclinômetros		4
Marcos Superficiais		30

PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO			
Instrumentos	Simbologia	Periodicidade de Leituras	
		Após Instalação	Durante Escavação
Inclinômetros		Semanal	Tês vezes na semana
Marcos Superficiais		Semanal	Tês vezes na semana

Nº	DATA	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	PROJ.	APROV.
01	12/02/19	LANÇAMENTO DA VIGA METÁLICA	FFB	TPS
02	16/01/19	MISSÃO INICIAL	FFB	TPS

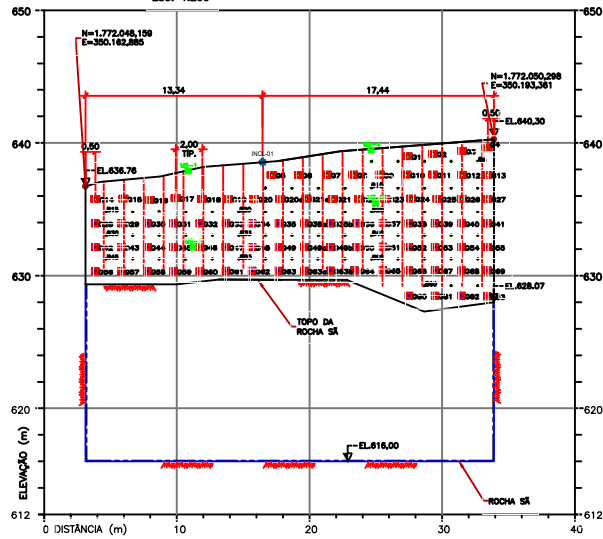


ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÃO
PROVISÓRIA EM SOLO GRAMPEADO
PROJETO EXECUTIVO

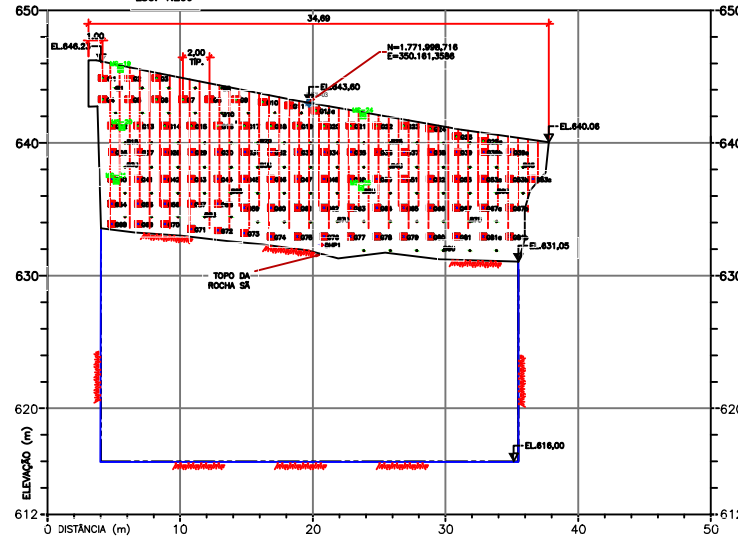
INSTRUMENTAÇÃO - PLANTA

PROJETA JOEL CORREA	REVISOR JOEL CORREA	ESC. 1:250	DTA 16/01/19
VERIFICADOR FRANCINE B.	APROVADOR TIAGO PRATO	Nº DES. FGE 006-R1	

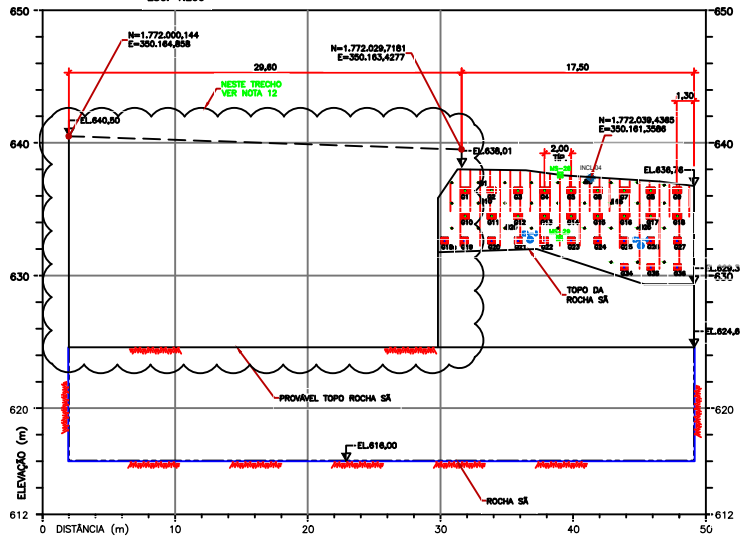
DIVISA NORTE – VISTA N–N
ESC. 1:200



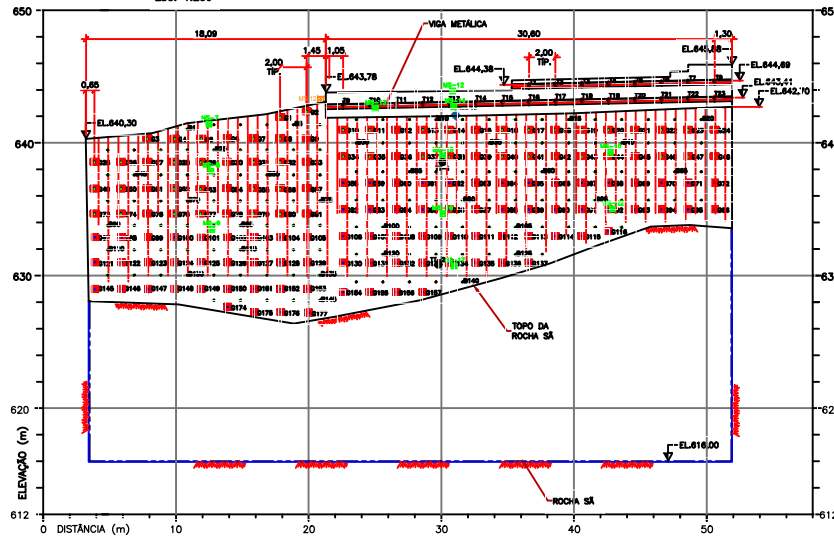
DIVISA SUL – VISTA S–S
ESC. 1:200



DIVISA OESTE – VISTA O–O
ESC. 1:200



DIVISA LESTE – VISTA L–L
ESC. 1:200



- NOTAS:
- TODAS AS DIMENSÕES E ELEVAÇÕES ESTÃO EM CENTÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
 - OS MARCOS SUPERFICIAIS DEVERÃO SER INSTALADOS NOS LOCAIS INDICADOS NO PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO, PERMITINDO MEDIR EVENTUAIS DESLOCAMENTOS DA FACE DA ESCAVAÇÃO, POR MEIO DE LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS DE PRECISÃO COM ACURACIA DE 1MM.
 - OS INCLINÔMETROS DEVERÃO SER INSTALADOS NOS LOCAIS INDICADOS NO PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO, PERMITINDO MEDIR EVENTUAIS DESLOCAMENTOS DA ESCAVAÇÃO EM PROFUNDIDADE, POR MEIO DE TORPEDO DE LEITURA E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DE PRECISÃO COM ACURACIA DE 0,1MM.
 - PARA AS MEDIÇÕES, É NECESSÁRIA A IMPLANTAÇÃO DE UMA REFERÊNCIA DE NÍVEL, INSTALADA EM LOCAL AFASTADO DAS LEITURAS.
 - A COTA DE INSTALAÇÃO E AS COORDENADAS DOS INSTRUMENTOS DEVERÃO SER DETERMINADAS 24 HORAS APÓS A INSTALAÇÃO, POR MEIO DE LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DE PRECISÃO.
 - A LEITURA DOS MARCOS SUPERFICIAIS DEVERÁ SER FEITA POR NIVELAMENTO ÓTICO DE PRECISÃO A PARTIR DA REFERÊNCIA DE NÍVEL MAIS PRÓXIMA. O EQUIPAMENTO DEVERÁ SER TAL QUE A PRECISÃO DA MEDIDA FINAL SEJA DE 0,1 MM.
 - LOGO APÓS A INSTALAÇÃO DEVERÃO SER FEITAS LEITURAS PARA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO INSTRUMENTO. CASO SEJAM VERIFICADAS ANOMALIAS NAS MEDIÇÕES, DEVERÁ SER FEITA UMA VERIFICAÇÃO DA INTEGRIDADE DO INSTRUMENTO E DAS CONDIÇÕES DE INSTALAÇÃO. ESTES DADOS DEVEM CONSTAR DO RELATÓRIO DE INSTALAÇÃO.
 - DURANTE A EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO E DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO, DEVERÃO SER FEITAS LEITURAS DIÁRIAS DOS INSTRUMENTOS. ESTAS LEITURAS DEVERÃO CONSTAR DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO. DEVERÃO SER ANOTADAS AS COTAS DA ESCAVAÇÃO, CONDIÇÕES CLIMÁTICAS E OUTROS FATORES QUE POSSAM INFLUENCIAR AS MEDIÇÕES.
 - A FREQUÊNCIA INICIAL DE LEITURAS PODERÁ SER ALTERADA CONFORME OS RESULTADOS DAS MEDIÇÕES DE ESCAVAÇÕES INICIAS.
 - DEVERÁ SER CONSTRUÍDA CABA DE PROTEÇÃO PARA CADA INCLINÔMETRO.
 - PARA CADA INCLINÔMETRO/MARCOS SUPERFICIAIS, DEVERÁ SER ELABORADO UM RELATÓRIO DE LEITURA, O QUAL DEVERÁ APRESENTAR, PELO MENOS, OS SEGUINTE DADOS:
 - IDENTIFICAÇÃO DO INSTRUMENTO;
 - LOCAL DE INSTALAÇÃO;
 - COORDENADAS DO INSTRUMENTO;
 - COTA DE INSTALAÇÃO, MEDIDA TOPOGRÁFICAMENTE;
 - IDENTIFICAÇÃO DA REFERÊNCIA DE NÍVEL UTILIZADA;
 - DATA E HORA DAS LEITURAS;
 - RESULTADO DAS LEITURAS;
 - CÓPIAS DOS REGISTROS DE ACOMPANHAMENTO DOS DESLOCAMENTOS.
 - GRÁFICOS DE DESLOCAMENTOS PARCIAIS (ENTRE 2 LEITURAS) E TOTAIS (ENTRE UMA LEITURA QUALQUER E A INICIAL) EM ORDENADA VERSUS TEMPO (EM ABSCISSA), CONJUNTAMENTE COM OS NÍVEIS DE ESCAVAÇÃO E HISTÓRICO DE IMPLANTAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.
 - VELOCIDADE DE DESLOCAMENTOS NO PERÍODO ENTRE 2 LEITURAS;
 - LOCAÇÃO ESQUEMÁTICA DO INSTRUMENTO EM RELAÇÃO AS ESTRUTURAS ADJACENTES;
 - OBSERVAÇÕES QUANTO A EVENTUAIS EVENTOS OCORRIDOS DURANTE A OPERAÇÃO QUE, DE ALGUM MODO, POSSAM REPERCUTIR NOS RESULTADOS;
 - FOTOS DOCUMENTANDO A INSTALAÇÃO (1º RELATÓRIO).
 - NESSA REGIÃO ESTÁ PREVISTA CRIAÇÃO DE ACESSO AO TERRENO COM ESCAVAÇÃO EM RAMPA PARA RETIRADA DO MATERIAL ESCAVADO, PODENDO HAVER A NECESSIDADE DE TRATAMENTO DOS TALUDES LATERAIS.

- LEGENDA:
- GRAMPO #20mm CASO (PLACA+PORCA) C2
 - GRAMPO #20mm CASO (DOBRA) C3
 - TIRANTE EM VIGA METALICO T1
 - LOCALIZAÇÃO DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO EA

- INSTRUMENTAÇÃO
- INCL... INCLINÔMETROS
 - MS MARCOS SUPERFICIAIS
 - TT TELL-TALES

Nº	DATA	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	PROJ.	APROV.
03	18/08/19	AS BUILT	FFB	TPS
02	12/02/19	VIGA METALICA NO MURO EXISTENTE	FFB	TPS
01	10/09/18	REVISÃO GERAL	FFB	TPS
00	18/01/18	EMISSÃO INICIAL	FFB	TPS

OBSERVAÇÃO / ALERTA:

Grandezas	Critérios de Alerta	
	Estável	Alerta
Deslocamentos Incrementais	< 2 mm/ida 2 a 5 mm/ida	> 5 mm/ida
Deslocamentos Absolutos	Para verificação de serviço	Para verificação de estado limite último
	N/250 = 40mm (a 4mm/min)	N/100 = 100mm (a 10mm/min)

NOTA:
Os critérios indicados poderão ser revisados em fase da obra ou exploração, sempre que os resultados observados, e a sua análise, assim o recomendar.

QUANTITATIVOS:

Instrumentos	Simbologia	Quantidades
Inclinômetros	◆	4
Marcos Superficiais	⊗	22
Tell-tales	⊖	2

PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO:

Instrumentos	Simbologia	Periodicidade de Leituras		
		Após Instalação	Durante Escavação	Até 2 meses após escavação
Inclinômetros	◆	Semanal	Três vezes na semana	Quinzenal
Marcos Superficiais	⊗	Semanal	Três vezes na semana	Quinzenal
Tell-tales	⊖	Semanal	Três vezes na semana	Quinzenal

FGEO ENGENHARIA

ESTABLIÇÃO DE ESCAVAÇÃO PROVISÓRIA EM SOLO GRAMPEADO PROJETO EXECUTIVO

INSTRUMENTAÇÃO – VISTAS

PROJ. EXEC. JOEL CORRÊA	PROJ. EXEC. JOEL CORRÊA	ESC. 1:200	DATA: 23/01/19
PROJ. EXEC. FRANCINE B.	PROJ. EXEC. TIAGO PROTO	PROJ. EXEC. FRANCINE B.	PROJ. EXEC. TIAGO PROTO

FGEO 007-R03

ANEXO 2 – RELATÓRIO DE SONDAGEM

OBRA : *Centro Médico*

LOCAL : *Rua General Osório, 477, Centro,
Bento Gonçalves, RS.*

SERVIÇOS : *Sondagem Geotécnica p/ Estudo de Fundação.*

RELATÓRIO TÉCNICO

1. DISPOSIÇÕES PRELIMINARES

Foram executados 05 (cinco) pontos de Sondagem Mista (Percussão e Rotativa), conforme solicitação de Vossas Sas..

SONDAGEM (n°)	PERCUSSÃO (m)	ROTATIVA (m)
<i>SPR - 01</i>	<i>8,50</i>	<i>7,00</i>
<i>SPR - 02</i>	<i>7,00</i>	<i>9,20</i>
<i>SPR - 03</i>	<i>11,50</i>	<i>6,65</i>
<i>SPR - 04</i>	<i>6,85</i>	<i>5,55</i>
<i>SPR - 05</i>	<u><i>7,50</i></u>	<u><i>4,20</i></u>
TOTAL	41,35	32,60

2. NOMENCLATURA DAS SONDAGENS

As sondagens foram codificadas com letras significativas da espécie e numeração de acordo com a sua ordem.

EXEMPLO :

SPR - 01

S = Sondagem

P = Percussão

R = Rotativa

01 = Número de ordem

3. LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS

Os pontos de sondagem foram definidos e marcados pela parte técnica contratante, encontrando-se localizados em croqui anexo, bem como os “logs” individuais de sondagem.

4. SONDAGEM À PERCUSSÃO

Executada inicialmente por tradagem e batendo teste a seco, prosseguindo com circulação d'água e protegida por revestimento BW, caso necessário.

Realizada de acordo com as normas da ABNT, utilizando um equipamento padrão SPT, com amostrador bi-partido, de diâmetro externo de 2” (50,8 mm) e diâmetro interno de 1” 3/8 (34,9mm), tipo **TERZAGHI & PECK**, com hastes de sondagem de diâmetro 1”, sendo utilizado um peso batente de 65 kg, em queda livre de 0,75 metros.

4.1 I.R.P (1° e 2°)

Do total de 45 cm de penetração do amostrador, são contados somente os 30 (trinta) **primeiros** centímetros de penetração e, sua representação, é de uma **linha tracejada**, no gráfico dos perfis individuais de sondagem, com o respectivo n° de golpes.

4.2 I.R.P (2° e 3°) SPT – Standard Penetration Test

Do total de 45 cm de penetração do amostrador, são contados somente os 30 (trinta) **últimos** centímetros de penetração e, sua representação, é de uma **linha contínua**, no gráfico dos perfis individuais sua representação, é de uma **linha contínua**, no gráfico dos perfis individuais de sondagem, com o respectivo n° de golpes.

5. SONDAGEM ROTATIVA

Foi utilizada para perfuração, uma sonda rotativa, de avanço manual, de fabricação **MAQUESONDA**, modelo Mach 920, com capacidade de perfuração de 80,0 metros de profundidade, utilizando hastes de sondagem AW, com cabeçote giratórios de 360°, acionada por motor Diesel Yanmar.

Foram usadas coroas diamantadas de diâmetro AW, com barrilete simples de mesmo diâmetro.

6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados são apresentados em perfis individuais de sondagem, onde consta a descrição do material perfurado, com a respectiva profundidade.

7. COMENTÁRIOS

O terreno sondado e motivo deste, é constituído por rocha basáltica em sub-superfície ou base, tendo como camadas sobrejacentes, alterações intemperizadas desta rocha e aterro (S-03 e S-04), comopode ser observado através dos perfis individuais de sondagem em anexo.

8. RECOMENDAÇÕES

Em função da configuração geológica do subsolo, como demonstram os perfis individuais de sondagem existentes, recomendamos geotecnicamente, as seguintes taxas admissíveis para as camadas geológicas sondadas.

Adotar para:

<i>Argila e Alteração de basalto.....(Ver tabela anexa existente sobre ARGILAS)</i>	
<i>Basalto extremamente alterado.....</i>	<i>3,0 Kg/cm².</i>
<i>Basalto muito alterado.....</i>	<i>5,0 Kg/cm².</i>
<i>Basalto medianamente alterado.....</i>	<i>7,0 Kg/cm².</i>
<i>Basalto sã (topo rochoso contínuo).....</i>	<i>10,0 à 15,0 Kg/cm².</i>

CONSISTÊNCIA E COMPACIDADE SEGUNDO A RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

ARGILAS

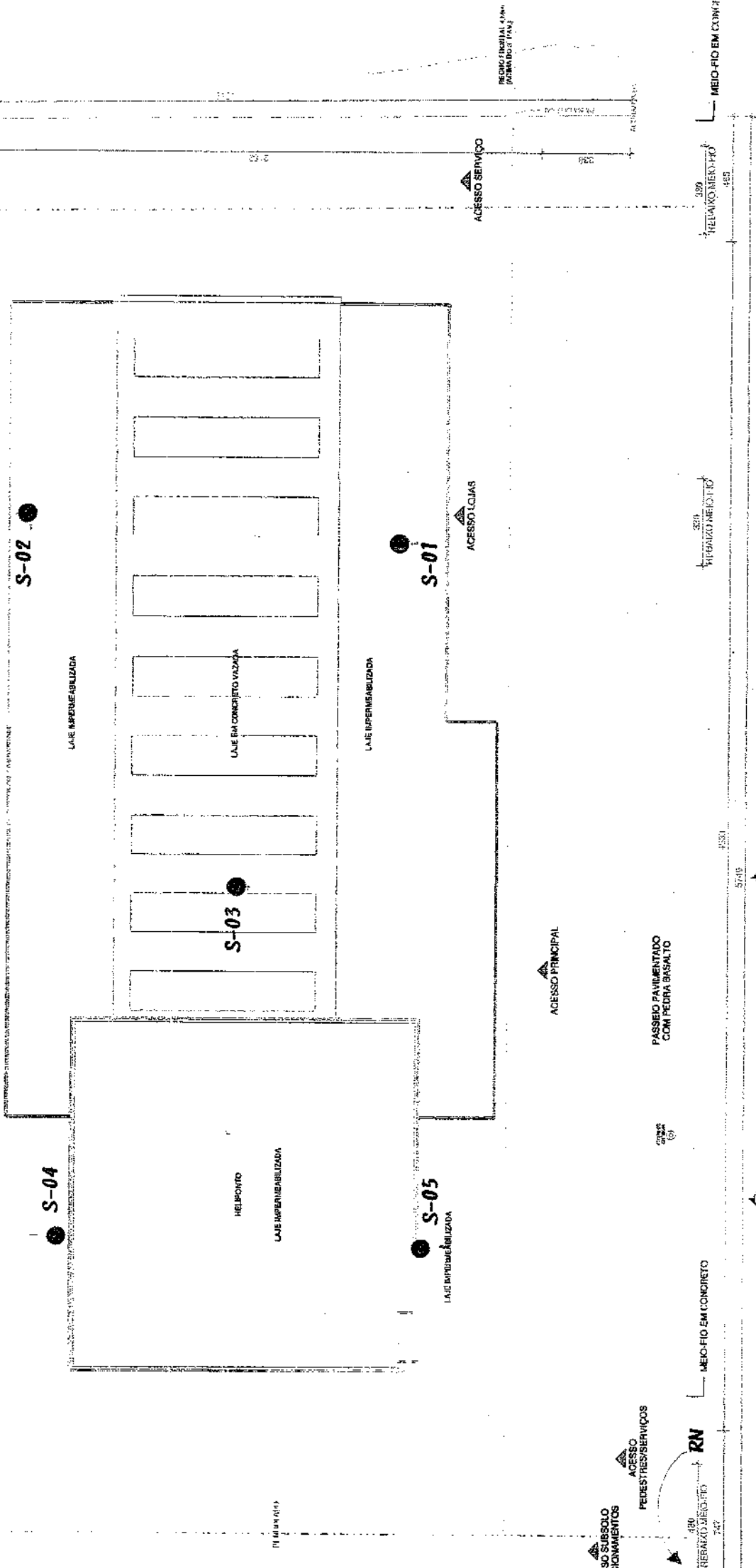
Consistência da ARGILA	SPT	Resistência à Compressão Simples - (Kg/cm ²)
Muito mole	< 2	< 0,25
Mole	2 - 4	0,25 - 0,50
Média	4 - 8	0,50 - 1,00
Rija	8 - 15	1,00 - 2,00
Muito Rija	16 - 30	2,00 - 4,00
Dura	> 30	> 4,00

ARGILA	Nº. de Golpes SPT	Tensões Admissíveis (Kg/cm ²)	
		Sapata Quadrada	Sapata Contínua
Muito Mole	≤ 2	< 0,30	< 0,22
Mole	3 - 4	0,33 - 0,60	0,22 - 0,45
Média	5 - 8	0,60 - 1,20	0,45 - 0,90
Rija	9 - 15	1,20 - 2,40	0,90 - 1,80
Muito Rija	16 - 30	2,40 - 4,80	1,80 - 3,60
Dura	> 30	> 4,80	> 3,60

AREIAS

Compacidade da Areia	Densidade Relativa DR	SPT	Ângulo de Atrito φ (o)	Ensaio de Penetração Estática (Kg/cm ²)
Fofa	< 0,2	≤ 4	< 30	< 20
Pouco Compacta	0,2 - 0,4	5 - 10	30 - 35	20 - 40
Medianamente Compacta	0,4 - 0,6	11 - 30	35 - 40	40 - 120
Compacta	0,6 - 0,8	31 - 50	40 - 45	120 - 200
Muito Compacta	< 08	< 50	> 45	200

AREIA	Nº de Golpes SPT	Tensão Admissível (Kg/cm ²)
Fofa	≤ 4	< 1,0
Pouco Compacta	5 - 10	1,0 - 2,0
Medianamente compacta	11 - 30	2,0 - 4,0
Compacta	31 - 50	4,0 - 6,0
Muito Compacta	> 50	> 6,0



Sondagem	Cota
S - 01	4,63
S - 02	4,08
S - 03	3,45
S - 04	1,07
S - 05	1,51

AV. GENERAL OSÓRIO

RN = 0,00 (meio fio)

RUA ANTONIO PRIMO SOUZA

OBRA **Centro Médico**

LOCAL **Rua General Osório, 477, Centro, Bento Gonçalves, RS.**

PERFIL DE SONDAGEM

ESCALA: **1:100**

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: **Seco**

24 HS APÓS: **- 11,80 m**

COTA: **4,63**

DESENHO: **SRM**

I. R. P. 1º e 2º -----
I. R. P. 2º e 3º SPT

Profundidade em metros

Nível d'água

Revestimento

Corte

Simbologia

Profundidade da camada

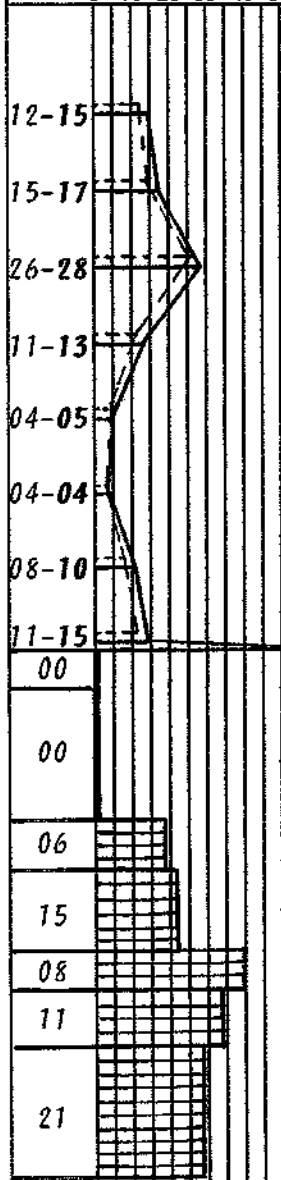
SONDAGEM Nº. SPR - 01

data: 10-21/03/2018

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Nº n° de golpes para penetrar 30 cm

0 10 20 30 40 50



Não utilizado

1"

AU

Argila areno-siltosa, de cor marrom-clara, de consistência rija.

Alteração de basalto silto-areno-argilosa, de cor variegada.

Basalto extremamente alterado, bem decomposto, de cor variegada.

Basalto muito alterado, decomposto, de cor variegada.

Basalto medianamente alterado, de cor vermelha, medianamente fraturado.

Basalto sã, de cor vermelha, muito fraturado.

15,50 m : LIMITE DE SONDAGEM

FRAG. RECUPERAÇÃO

Prancha 01/05

OBRA **Centro Médico**

LOCAL **Rua General Osório, 477, Centro, Bento Gonçalves, RS.**

PERFIL DE SONDAAGEM

ESCALA: **1:100**

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: **Seco**

24 HS APÓS: **- 12,30 m**

COTA: **4,08**

DESENHO: **SRM**

I. R. P. 1° e 2° ----

I. R. P. 2° e 3° SPT

Nº n° de golpes para penetrar 30 cm

Profundidade em metros

Nível d'água

Revestimento

Corte

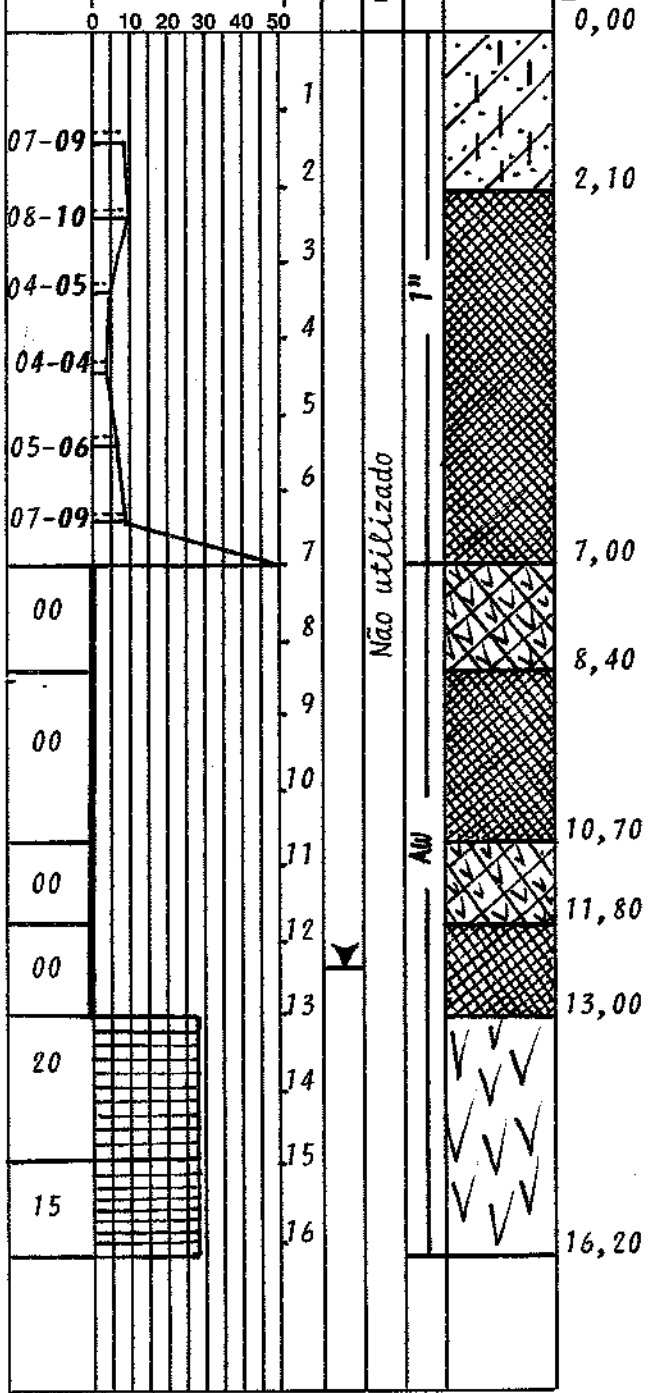
Simbologia

Profundidade da camada

SONDAGEM Nº. SPR - 02

data: **21/03/2018**

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL



Argila areno-siltosa, de cor marrom-clara, de consistência rija.

Alteração de basalto silto-areno-argilosa, de cor variegada.

Basalto muito alterado, decomposto, de cor variegada.

Alteração de basalto silto-areno-argilosa, de cor variegada.

Basalto muito alterado, decomposto, de cor variegada.

Alteração de basalto silto-arenosa, de cor variegada.

Basalto sã, de cor vermelha, muito fraturado.

16,20 m : LIMITE DE SONDAAGEM

FRAG. RECUPERAÇÃO

Prancha **02/05**

OBRA *Centro Médico*

LOCAL *Rua General Osório, 477, Centro, Bento Gonçalves, RS.*

PERFIL DE SONDAGEM

ESCALA: **1:100**

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: *Seco*

24 HS APÓS: **- 13,10 m**

COTA: **3,45**

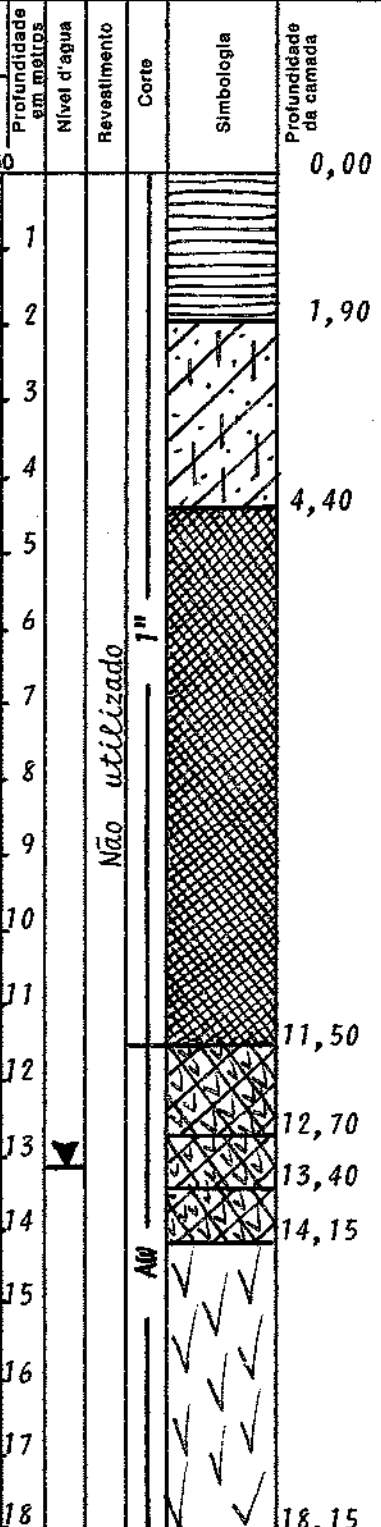
DESENHO: **SRM**

I. R. P. 1º e 2º -----

I. R. P. 2º e 3º **SPT**

Nº n° de golpes para penetrar 30 cm

0 10 20 30 40 50



SONDAGEM Nº. SPR - 03

data: *22-23/03/2018*

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Aterro composto de argila e materiais de construção, de cor variegada.

Argila areno-siltosa, de cor marrom-clara, de consistência rija e média.

Alteração de basalto silto-areno-argilosa, de de cor variegada.

Basalto muito alterado, decomposto, de cor variegada.

Basalto extremamente alterado, bem decomposto, de cor variegada.

Basalto muito alterado, decomposto, de cor variegada.

Basalto sã, de cor vermelha, muito e medianamente fraturado.

FRAG. RECUPERAÇÃO

Prancha
03/05

OBRA **Centro Médico**

LOCAL **Rua General Osório, 477, Centro, Bento Gonçalves, RS.**

PERFIL DE SONDAGEM

ESCALA: **1:100**

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: **Seco**

24 HS APÓS: **- 9,00 m**

COTA: **1,07**

DESENHO: **SRM**

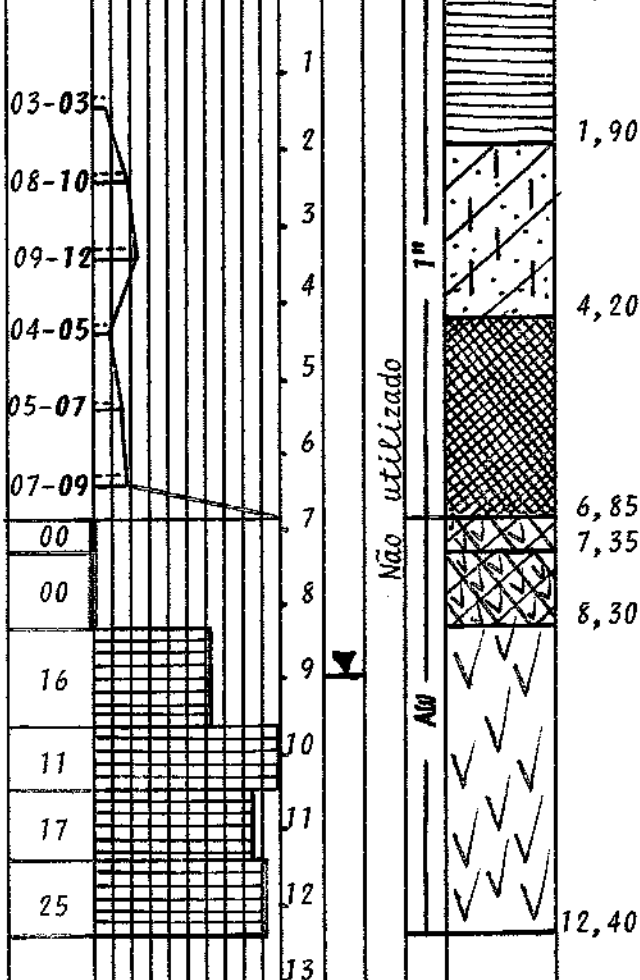
I. R. P. 1º e 2º -----
I. R. P. 2º e 3º **SPT**

Nº n° de golpes para penetrar 30 cm
0 10 20 30 40 50

Profundidade em metros
Nível d'água
Revestimento
Corte
Simbologia
Profundidade da camada

SONDAGEM Nº. SPR - 04
data: 26/03/2018

CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL



Aterro composto de argila e materiais de construção, de cor variegada.

Argila areno-siltosa, de cor marrom-clara, de consistência rija.

Alteração de basalto silto-areno-argilosa, de cor variegada.

Basalto muito alterado, decomposto, de cor variegada.

Basalto extremamente alterado, bem decomposto, de cor variegada.

Basalto sã, de cor vermelha, muito fraturado e extremamente fraturado.

12,40 m : LIMITE DE SONDAGEM

FRAG. RECUPERAÇÃO

Prancha
04/05

OBRA *Centro Médico*

LOCAL *Rua General Osório, 477, Centro, Bento Gonçalves, RS.*

PERFIL DE SONDAGEM

ESCALA: **1:100**

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL: *Seco*

24 HS APÓS: **- 6,90 m**

COTA: **1,31**

DESENHO: **SRM**

I. R. P. 1º e 2º -----
I. R. P. 2º e 3º SPT

Nº n° de golpes para penetrar 30 cm
0 10 20 30 40 50

Profundidade em metros
Nível d'água
Revestimento
Corte
Simbologia

Profundidade da camada

SONDAGEM Nº. SPR - 05

data: *26-27/03/2018*

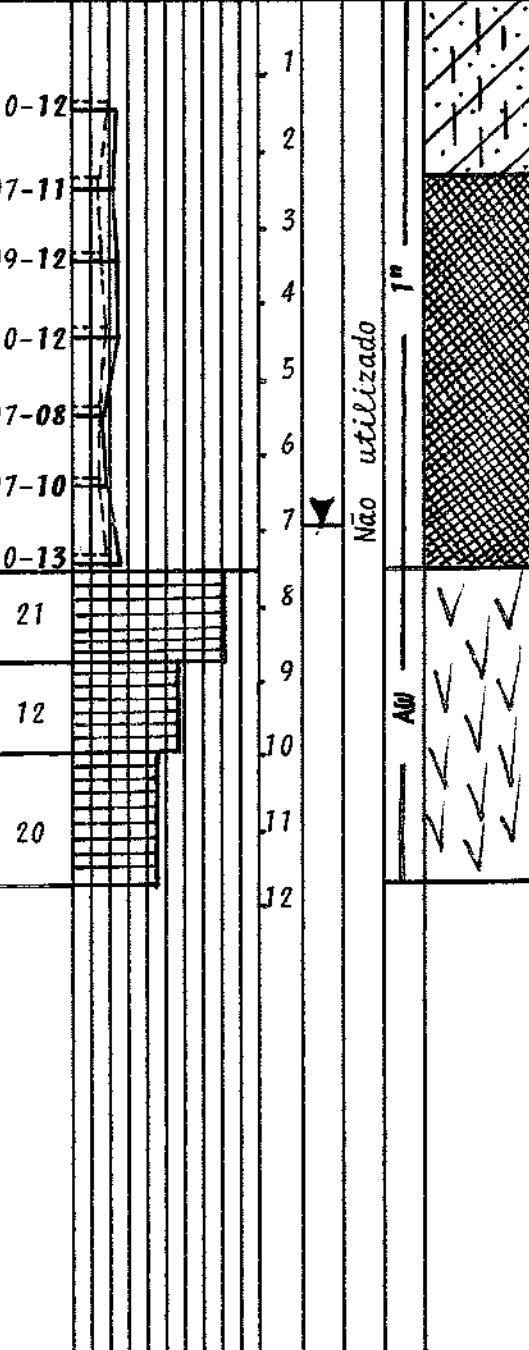
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Argila areno-siltosa, de cor marrom-clara, de consistência rija.

Alteração de basalto silto-areno-argilosa, de cor variegada.

Basalto sã, de cor vermelha, muito fraturado e medianamente fraturado.

11,70 m : LIMITE DE SONDAGEM



FRAG. RECUPERAÇÃO

Prancha
05/05

ANEXO 3 – RELATÓRIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

RELATÓRIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Cliente: FGEO ENGENHARIA
Obra: Medical Center
Local: Rua General Osório, 477
Município: Bento Gonçalves - RS

Segue anexo o relatório dos ensaios geotécnicos realizados em amostras indeformadas de solo coletadas pelo cliente em terreno localizado no endereço supracitado, conforme apresentado abaixo:

- ANEXO 1 – Planilha resumo dos ensaios executados;
- ANEXO 2 – Ensaios de cisalhamento direto; e
- ANEXO 3 – Planta de Locação das coletas de amostras.

Bento Gonçalves, 12 de Fevereiro de 2019.

ANEXO 1
Planilha Resumo



PLANILHA RESUMO DOS ENSAIOS

AMOSTRA	AM 01	AM02	AM01
LOCAL	Casa amarela	Casa amarela	Terreno Vazio
Coesão - c (kN/m ²)	33,60	20,90	19,00
Ângulo de atrito - ϕ (°)	34,50	25,50	37,00

ANEXO 2

Ensaio de Cisalhamento Direto



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:

FGEO ENGENHARIA

Identificação da amostra:

AM 01 - Casa Amarela

Classificação da amostra:

Silte arenoso variegado (vermelho)

Condições do ensaio:

Velocidade do ensaio (mm/min):	0,0221
Condições de saturação:	não inundado

Características da amostra:

Data:	24/01/2019	24/01/2019	24/01/2019
Pressão Normal Inicial σ_N (kPa)	50	100	200
Altura inicial interna do anel (mm)	19,61	19,61	19,61
Largura interna do anel 1 (mm)	51,95	51,95	51,95
Largura interna do anel 2 (mm)	51,68	51,68	51,68
Área interna do anel (m ²)	0,0027	0,0027	0,0027
Volume interna do anel (m ³)	0,0001	0,0001	0,0001
Massa do anel (g)	125,98	125,98	125,98
Massa do anel + Solo (g)	200,29	201,68	202,13
Massa inicial do corpo de prova (g)	74,31	75,70	76,15
Umidade inicial do corpo de prova (%)	45,08	48,96	46,73
Massa seca do corpo de prova (g)	51,22	50,82	51,90
Peso específico úmido (kN/m ³)	14,11	14,38	14,46
Peso específico seco (kN/m ³)	9,73	9,65	9,86

Teor de umidade:

Antes do ensaio

Após o ensaio

Amostra	50 (kPa)			Amostra	50 (kPa)		
Cap.	10	34	35	20	33	95	
P. Cap.	7,85	8,49	8,13	8,10	8,51	8,22	
P. Cap.+Solo úmido	25,13	28,18	24,36	27,26	25,82	28,00	
P. Cap.+Solo seco	19,76	22,07	19,31	20,85	19,74	21,33	
Umidade	45,09	44,99	45,17	50,27	54,14	50,88	
Média Umidade (%)	45,08			51,76			

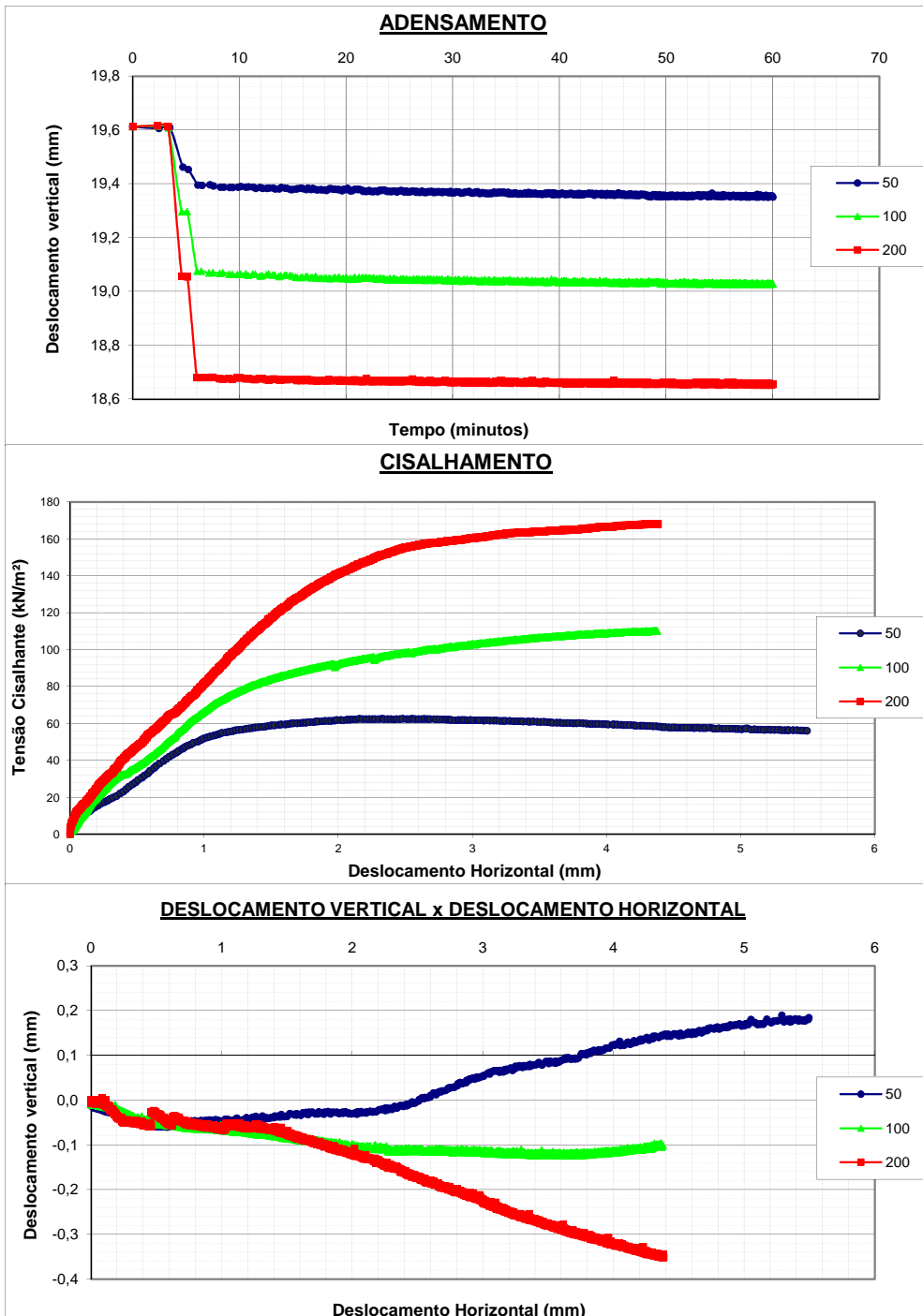
Amostra	100 (kPa)			Amostra	100 (kPa)		
Cap.	7	40	74	38	50	99	
P. Cap.	8,2	8,32	8,26	8,01	8,12	8,22	
P. Cap.+Solo úmido	23,95	23,41	23,18	22,03	21,14	20	
P. Cap.+Solo seco	18,8	18,43	18,27	17,13	16,69	15,79	
Umidade	48,58	49,26	49,05	53,73	51,93	55,61	
Média Umidade (%)	48,96			53,76			

Amostra	200 (kPa)			Amostra	200 (kPa)		
Cap.	29	56	81	2	12	34	
P. Cap.	8,48	8,24	8,1	7,98	8,01	8,47	
P. Cap.+Solo úmido	25,45	22,79	23,15	24,6	20,62	21,6	
P. Cap.+Solo seco	20,18	18,07	18,33	18,58	15,96	16,85	
Umidade	45,04	48,02	47,12	56,79	58,62	56,68	
Média Umidade (%)	46,73			57,36			

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:
Identificação:
Classificação da amostra:

FGEO ENGENHARIA
AM 01 - Casa Amarela
Silte arenoso variegado (vermelho)



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:

FGEO ENGENHARIA

Identificação:

AM 01 - Casa Amarela

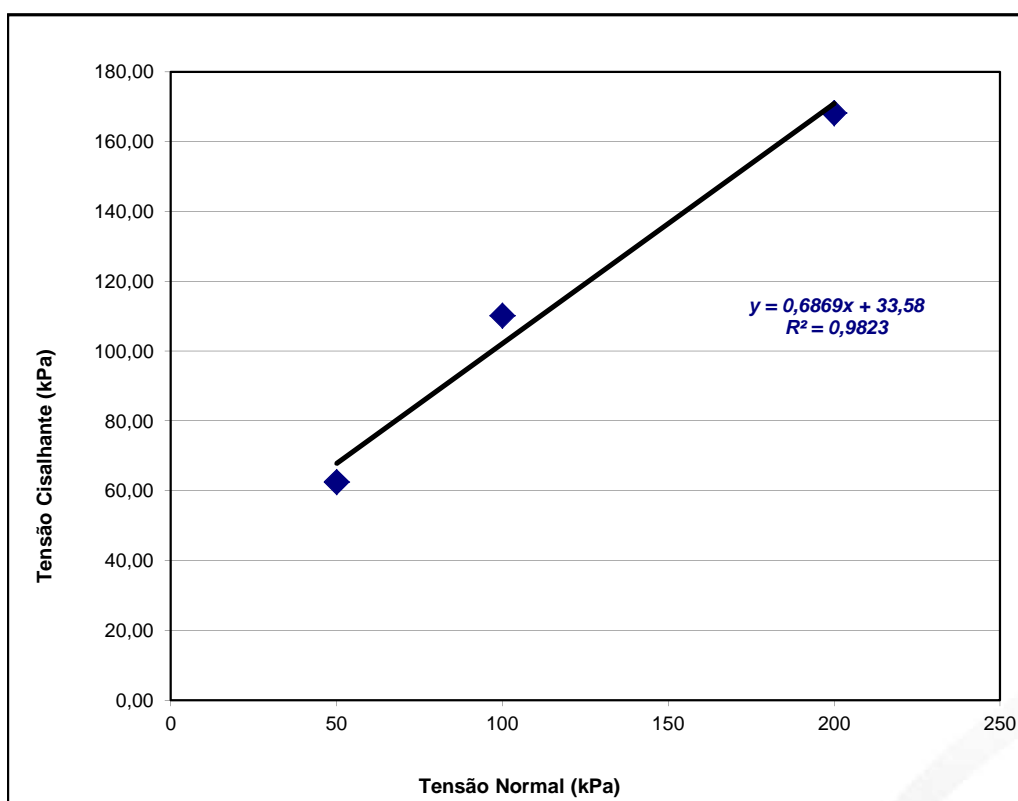
Classificação da amostra:

Silte arenoso variegado (vermelho)

ENVOLTÓRIA

σ_N (kPa):	50	100	200
σ_N corrigida (kPa):	50	100	200
τ_{max} (kPa):	62,61	110,25	168,31

Coesão C (kPa): (*)	33,58
Ângulo de atrito (ϕ): (*)	34,49



(*) A envoltória de resistência apresentada neste relatório é uma simples regressão linear dos pontos por nós definidos. Os parâmetros obtidos no ensaio deverão ser objeto de avaliação e interpretação pelo projetista envolvido no estudo de estabilidade e ou contenção nos termos do item 1.3 da norma ASTM D3080-98. Observe-se ainda que o procedimento para obtenção da **envoltória de projeto** é regulado pela NBR 11682:2009 em seu anexo D.

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:

FGEO ENGENHARIA

Identificação da amostra:

AM 01 - Terreno Vazio

Classificação da amostra:

Silte arenoso variegado (vermelho)

Condições do ensaio:

Velocidade do ensaio (mm/min):	0,2461
Condições de saturação:	não inundado

Características da amostra:

Data:	21/01/2019	18/01/2019	18/01/2019
Pressão Normal Inicial σ_N (kPa)	50	100	200
Altura inicial interna do anel (mm)	19,70	19,70	19,70
Largura interna do anel 1 (mm)	101,50	101,50	101,50
Largura interna do anel 2 (mm)	101,50	101,50	101,50
Área interna do anel (m ²)	0,0103	0,0103	0,0103
Volume interna do anel (m ³)	0,0002	0,0002	0,0002
Massa do anel (g)	171,35	171,35	171,35
Massa do anel + Solo (g)	493,91	499,51	501,78
Massa inicial do corpo de prova (g)	322,56	328,16	330,43
Umidade inicial do corpo de prova (%)	57,67	60,04	55,37
Massa seca do corpo de prova (g)	204,59	205,05	212,67
Peso específico úmido (kN/m ³)	15,89	16,17	16,28
Peso específico seco (kN/m ³)	10,08	10,10	10,48

Teor de umidade:

Amostra	Antes do ensaio			Após o ensaio		
	50 (kPa)	91	98	50 (kPa)	67	84
Cap.	12	91	98	65	67	84
P. Cap.	8,03	7,85	8,39	8,10	8,09	7,64
P. Cap.+Solo úmido	24,32	23,69	22,97	28,66	26,75	27,42
P. Cap.+Solo seco	18,38	17,92	17,6	21,38	20,09	20,50
Umidade	57,39	57,30	58,31	54,82	55,50	53,81
Média Umidade (%)	57,67			54,71		

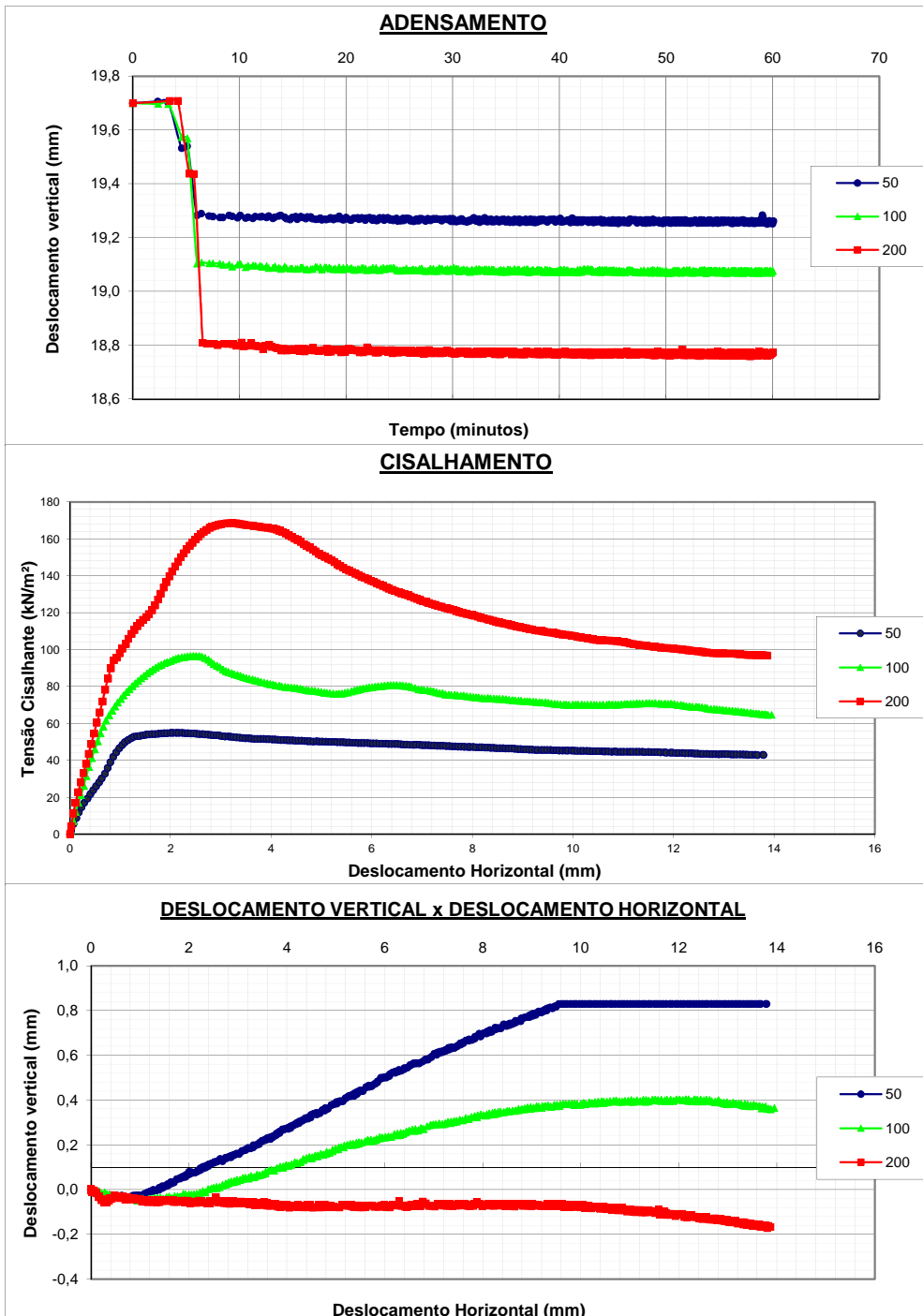
Amostra	100 (kPa)			100 (kPa)		
	65	85	85	16	57	87
Cap.	7	65	85	16	57	87
P. Cap.	8,21	8,11	7,95	7,79	8,14	7,94
P. Cap.+Solo úmido	24,77	20,35	21,52	22,09	22,23	20,39
P. Cap.+Solo seco	18,54	15,77	16,43	16,6	16,95	15,61
Umidade	60,31	59,79	60,02	62,32	59,93	62,32
Média Umidade (%)	60,04			61,52		

Amostra	200 (kPa)			200 (kPa)		
	36	44	67	18	31	41
Cap.	36	44	67	18	31	41
P. Cap.	7,93	8,02	8,11	7,91	8,06	7,82
P. Cap.+Solo úmido	22,23	22,6	23,47	20,98	22,84	18,44
P. Cap.+Solo seco	17,17	17,28	18,09	16,32	17,57	14,42
Umidade	54,76	57,45	53,91	55,41	55,42	60,91
Média Umidade (%)	55,37			57,24		

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:
Identificação:
Classificação da amostra:

FGEO ENGENHARIA
AM 01 - Terreno Vazio
Silte arenoso variegado (vermelho)



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:

FGEO ENGENHARIA

Identificação:

AM 01 - Terreno Vazio

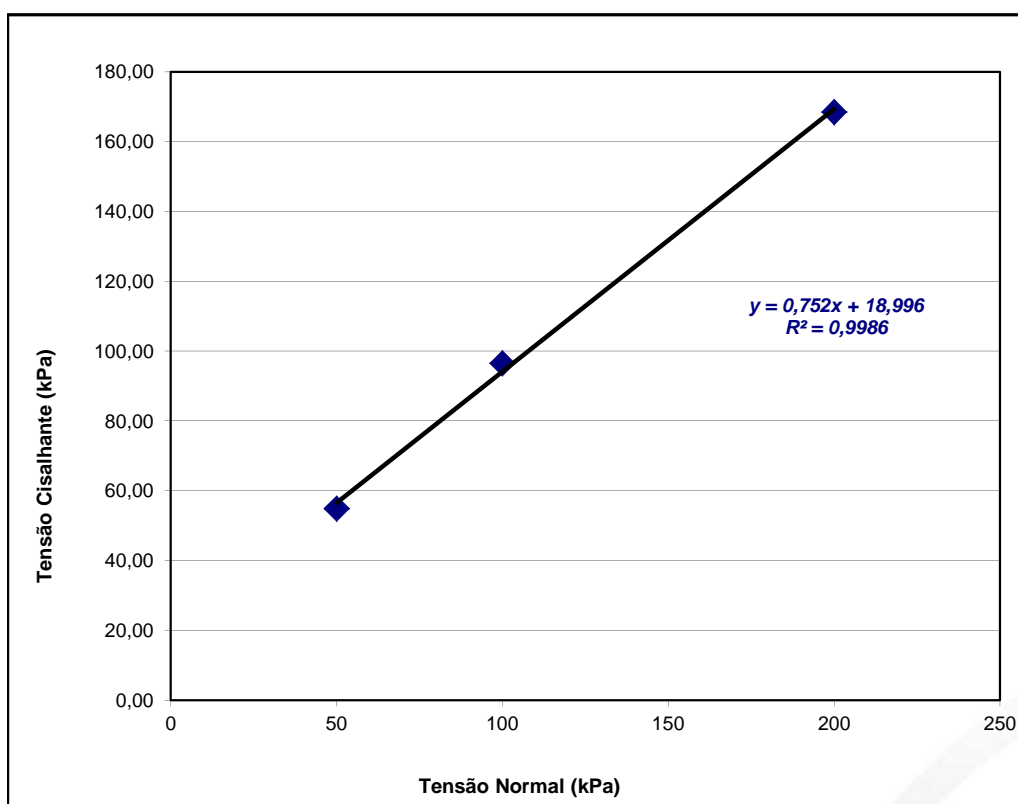
Classificação da amostra:

Silte arenoso variegado (vermelho)

ENVOLTÓRIA

σ_N (kPa):	50	100	200
σ_N corrigida (kPa):	50	100	200
τ_{max} (kPa):	54,99	96,60	168,59

Coesão C (kPa): (*)	19,00
Ângulo de atrito (ϕ): (*)	36,94



(*) A envoltória de resistência apresentada neste relatório é uma simples regressão linear dos pontos por nós definidos. Os parâmetros obtidos no ensaio deverão ser objeto de avaliação e interpretação pelo projetista envolvido no estudo de estabilidade e ou contenção nos termos do item 1.3 da norma ASTM D3080-98. Observe-se ainda que o procedimento para obtenção da **envoltória de projeto** é regulado pela NBR 11682:2009 em seu anexo D.

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:

FGEO ENGENHARIA

Identificação da amostra:

AM 02 - Casa Amarela

Classificação da amostra:

Silte arenoso variegado (amarelo)

Condições do ensaio:

Velocidade do ensaio (mm/min):	0,0221
Condições de saturação:	inundado

Características da amostra:

Data:	25/01/2019	28/01/2019	28/01/2019
Pressão Normal Inicial σ_N (kPa)	50	100	200
Altura inicial interna do anel (mm)	19,61	19,61	19,61
Largura interna do anel 1 (mm)	51,95	51,95	51,95
Largura interna do anel 2 (mm)	51,68	51,68	51,68
Área interna do anel (m ²)	0,0027	0,0027	0,0027
Volume interna do anel (m ³)	0,0001	0,0001	0,0001
Massa do anel (g)	125,98	125,98	125,98
Massa do anel + Solo (g)	201,96	200,83	203,60
Massa inicial do corpo de prova (g)	75,98	74,85	77,62
Umidade inicial do corpo de prova (%)	47,67	52,53	48,23
Massa seca do corpo de prova (g)	51,45	49,07	52,36
Peso específico úmido (kN/m ³)	14,43	14,22	14,74
Peso específico seco (kN/m ³)	9,77	9,32	9,95

Teor de umidade:

Amostra	Antes do ensaio			Após o ensaio		
	50 (kPa)	50 (kPa)	50 (kPa)	50 (kPa)	50 (kPa)	50 (kPa)
Cap.	18	49	71	52	58	98
P. Cap.	7,89	8,01	8,06	7,97	8,36	8,37
P. Cap.+Solo úmido	22,97	24,11	23,27	19,88	20,94	19,91
P. Cap.+Solo seco	17,77	19,36	18,3	15,15	15,96	15,35
Umidade	52,63	41,85	48,54	65,88	65,53	65,33
Média Umidade (%)	47,67			65,58		

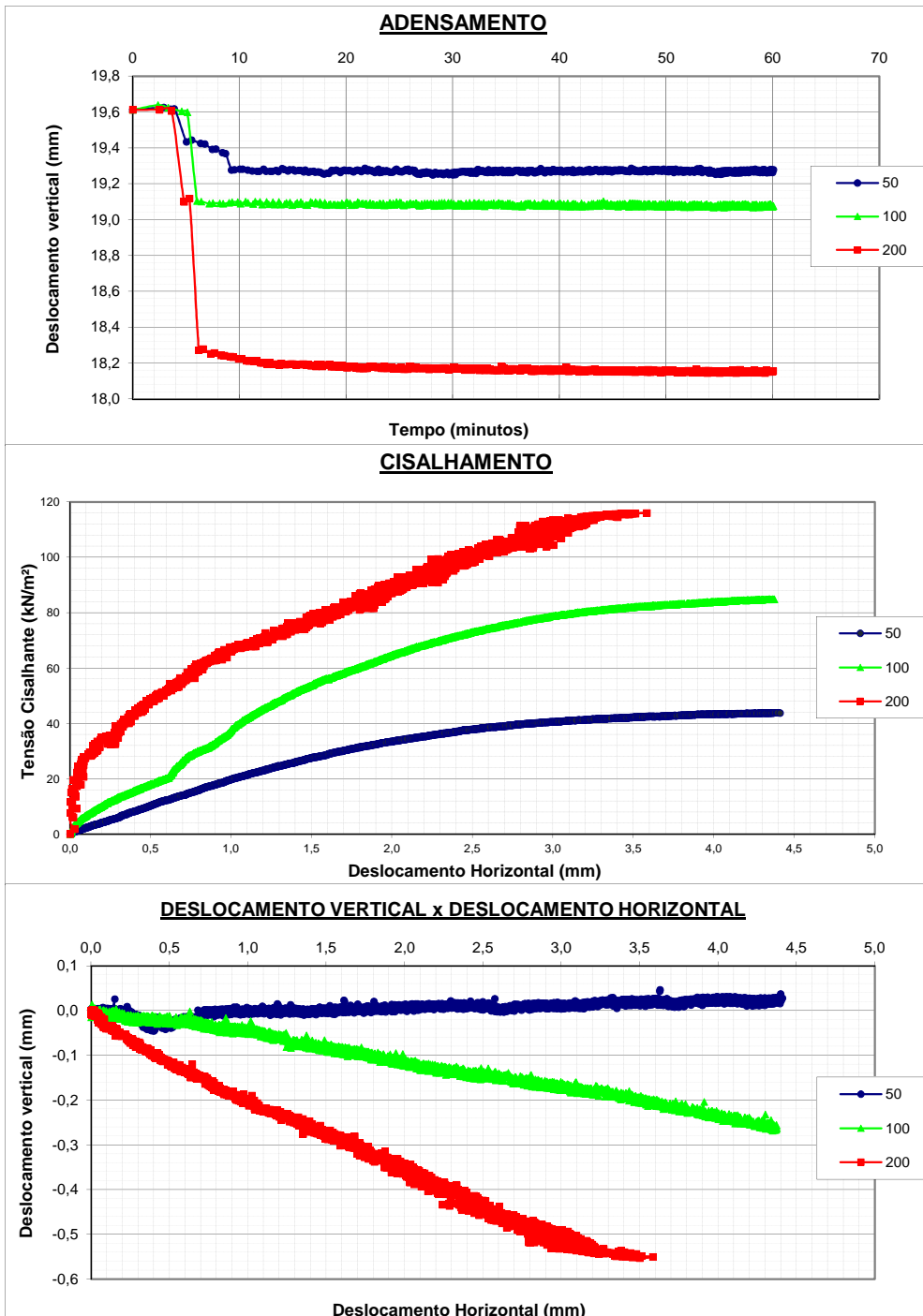
Amostra	100 (kPa)			100 (kPa)		
	100 (kPa)	100 (kPa)	100 (kPa)	100 (kPa)	100 (kPa)	100 (kPa)
Cap.	29	46	77	44	66	87
P. Cap.	8,5	8,19	7,48	8,01	8,09	7,93
P. Cap.+Solo úmido	24,07	22,81	24,2	23,14	23,64	19,46
P. Cap.+Solo seco	18,63	17,68	18,64	16,84	17,46	14,9
Umidade	53,70	54,06	49,82	71,35	65,96	65,42
Média Umidade (%)	52,53			67,58		

Amostra	200 (kPa)			200 (kPa)		
	200 (kPa)	200 (kPa)	200 (kPa)	200 (kPa)	200 (kPa)	200 (kPa)
Cap.	1	35	42	31	41	84
P. Cap.	8,49	8,13	8,57	8,07	7,83	7,64
P. Cap.+Solo úmido	23,23	24,81	23,1	33,09	27,33	27,75
P. Cap.+Solo seco	18,35	19,39	18,45	24,41	20,33	20,4
Umidade	49,49	48,13	47,06	53,12	56,00	57,60
Média Umidade (%)	48,23			55,57		

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:
Identificação:
Classificação da amostra:

FGEO ENGENHARIA
AM 02 - Casa Amarela
Silte arenoso variegado (amarelo)



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - ASTM D 3080-98

CLIENTE:

FGEO ENGENHARIA

Identificação:

AM 02 - Casa Amarela

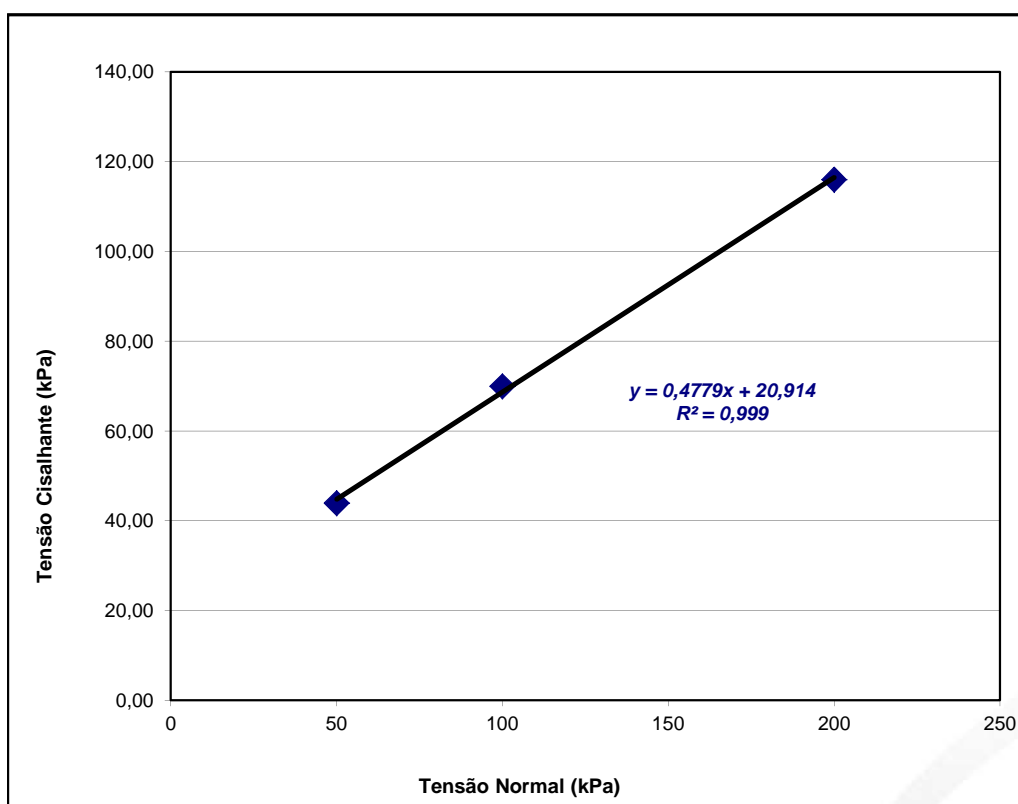
Classificação da amostra:

Silte arenoso variegado (amarelo)

ENVOLTÓRIA

σ_N (kPa):	50	100	200
σ_N corrigida (kPa):	50	100	200
τ_{max} (kPa):	43,94	70,00	116,05

Coesão C (kPa): (*)	20,91
Ângulo de atrito (ϕ): (*)	25,54



(*) A envoltória de resistência apresentada neste relatório é uma simples regressão linear dos pontos por nós definidos. Os parâmetros obtidos no ensaio deverão ser objeto de avaliação e interpretação pelo projetista envolvido no estudo de estabilidade e ou contenção nos termos do item 1.3 da norma ASTM D3080-98. Observe-se ainda que o procedimento para obtenção da **envoltória de projeto** é regulado pela NBR 11682:2009 em seu anexo D.

ANEXO 3

Planta de Locação das coletas de amostras



