



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Karina Fonseca Cavalcante

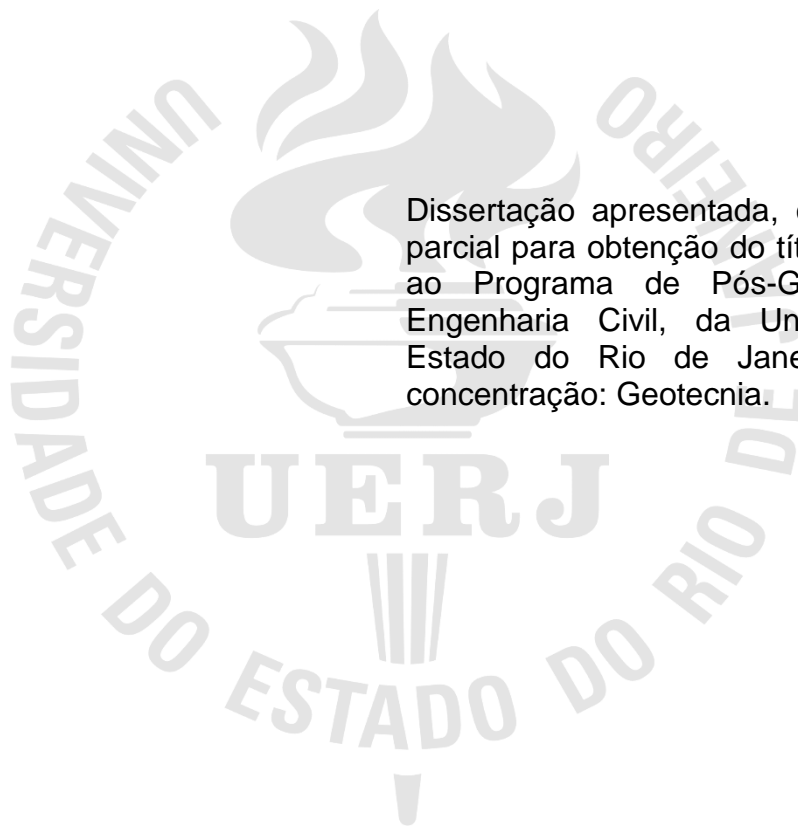
**Análise de encosta instrumentada com histórico complexo de
movimentações**

Rio de Janeiro

2023

Karina Fonseca Cavalcante

Análise de encosta instrumentada com histórico complexo de movimentações



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.

Orientadores: Prof^ª. Dr^ª. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó

Rio de Janeiro

2023

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

C377 Cavalcante, Karina da Fonseca.
Análise de encosta instrumentada com histórico de movimentações
/ Karina da Fonseca Cavalcante. – 2023.
96 f.

Orientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Rogério Luiz
Feijó.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Taludes (Mecânica do solo) -
Estabilidade - Teses. 3. Engenharia geotécnica - Teses. I. Sieira, Ana
Cristina Castro Fontenla. II. Feijó, Rogério Luiz. III. Universidade do
Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.15

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

Karina da Fonseca Cavalcante

Análise de encosta instrumentada com histórico de movimentações

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

Aprovado em: 19 de setembro de 2023.

Banca Examinadora:

Prof^a. Dr^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. André Pereira Lima
Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais – PUC-MG

Rio de Janeiro
2023

DEDICATÓRIA

Aos meus queridos pais, que se destacam como os maiores impulsionadores ao longo da minha jornada acadêmica e profissional. Sua dedicação incansável e os sacrifícios que generosamente fizeram para garantir a minha sólida formação merecem todo o reconhecimento e gratidão.

AGRADECIMENTOS

A Deus por me possibilitar dar cada passo que me trouxe até aqui.

Aos meus pais por terem feito tudo para que eu chegasse até aqui.

Aos meu marido, pela busca conjunta ao meu lado por nossa evolução.

À minha orientadora Prof. Dr^a Ana Cristina Sieira, por todo o ensinamento, compreensão e atenção que me dedicou durante todo o curso.

Ao meu coorientador Prof. Dr Rogério Feijó por toda a contribuição na minha vida acadêmica a profissional.

À toda a equipe da FGEO pelo apoio durante o período de captação de dados de campo, em especial ao Tiago Proto e ao Matheus Sardinha por toda a contribuição que tiveram na minha pesquisa e no meu desenvolvimento profissional.

Ao Diretor da Geoinfra, Sílio Lima por todo o ensinamento diário, sem dúvidas é uma honra trabalhar ao seu lado. Aos meus amigos de trabalho Camila Venâncio e Guilherme Piacsek por todo companheirismo e ao Gerente de Projetos da Geoinfra, Henrique Nunes por toda contribuição que exerce sobre a minha evolução.

Ao meu amigo e companheiro de Mestrado Carlos Victor Arruda, por todo companheirismo nessa jornada da pós graduação.

Ao meu professor e amigo Carlos Ribeiro, responsável por essa escolha.

À CCR pelo fornecimento de dados.

À UERJ e ao PGECIV por terem tornado possível essa conquista.

À CAPES pelo apoio financeiro.

A educação é a arma mais poderosa que você pode usar para mudar o mundo.

Nelson Mandela

RESUMO

CAVALCANTE, Karina da Fonseca. *Análise de encosta instrumentada com histórico de movimentações*. 2023. 96 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

No presente trabalho, é conduzida uma análise das movimentações inerentes a um talude de corte, localizado em uma via rodoviária de notável relevância no âmbito estadual do Rio de Janeiro. Esse declive, predominantemente composto por uma matriz remanescente de natureza arenosa, apresentou manifestações de deslocamentos persistentes ao longo do intervalo temporal compreendido entre os anos de 2005 e 2021. Nesse contexto, o presente estudo empreendeu uma busca pela associação entre as movimentações, que foram verificadas e documentadas por meio de campanhas geotécnicas de instrumentação, e as avaliações relativas a deformações horizontais, facilitadas por meio da utilização do *software* RS2. Análises de estabilidade foram também executadas, fazendo uso de programas computacionais que adotam o método dos elementos finitos (RS2) e o método de equilíbrio limite (Slide 2). As análises de estabilidade juntamente com o estudo de deformações horizontais, foram fundamentadas nas oscilações identificadas nos níveis piezométricos, as quais se evidenciaram durante os períodos de alta pluviosidade. Tais níveis foram obtidos mediante aferições realizadas por dispositivos sensores de Indicadores de Nível d'água, convenientemente dispostos na área em estudo. Os resultados das leituras de inclinômetros, quando comparados com os resultados previstos nas análises de elementos finitos, apresentam concordância na ordem de grandeza. Paralelamente, procedeu-se a uma meticulosa comparação entre distintos métodos de avaliação de estabilidade geotécnica, os quais propiciaram a obtenção de fatores de segurança em cenários diversos do talude estudado. Dentre essas situações, destacou-se a condição de saturação quase plena do maciço, que culminou na obtenção de fatores de segurança levemente inferiores a 1,00, representando a iminência de colapso da massa geológica analisada.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes; Instrumentação; Movimentações.

ABSTRACT

CAVALCANTE, Karina da Fonseca. *Instrumented slope analysis with movement history*. 2023. 96 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

In the present study, an analysis of the movements inherent to a cut slope is conducted, located on a notable highway within the state of Rio de Janeiro. This slope, predominantly composed of a remaining matrix of sandy nature, exhibited manifestations of persistent displacements throughout the time interval between the year 2005 and the year 2021. In this context, the present study sought to establish an association between the movements, which were verified and documented through geotechnical instrumentation campaigns, and assessments related to horizontal deformations, facilitated through the use of the RS2 software. Stability analyses were also performed, using computational programs that adopt the finite element method (RS2) and the limit equilibrium method (Slide 2). The stability analyses, along with the study of horizontal deformations, were based on the oscillations identified in the piezometric levels, which became evident during periods of high rainfall. These levels were obtained through measurements taken by water level indicator sensors, conveniently placed in the study area. The results from inclinometer readings, when compared with the outcomes predicted in the finite element analyses, demonstrate agreement in the order of magnitude. Simultaneously, a meticulous comparison was carried out among different methods for evaluating geotechnical stability, which led to obtaining safety factors in various scenarios of the studied slope. Among these situations, the nearly full saturation condition of the mass stood out, resulting in safety factors lower than 1.00, indicating the imminent collapse of the analyzed geological mass.

Keywords: Slope stability; Instrumentation; Movements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Gráfico de suscetibilidade a deslizamentos no território nacional (IBGE, 2019)	18
Figura 2 – Exemplo de escorregamento translacional	24
Figura 3 - Exemplo de escorregamento rotacional.....	24
Figura 4 - Tensões resistentes e tensões atuante (adaptada de Moreira, 2011)	28
Figura 5 - Esquemático de inclinômetro	33
Figura 6 – Inclinômetro: Ângulo de inclinação e desvio lateral (Catálogo Sinco)	33
Figura 7 – Leitura de Inclinômetro no talude do KM 15+700 (FGEO, 2021)	34
Figura 8 – Esquema de instalação de marco superficial (Fonseca, 2003)	35
Figura 9 – Detalhe típico de Indicador de Nível d’água (INA)	36
Figura 10 – Leitura de Indicador de Nível d’água no talude do Km 15+700 (FGEO, 2021)	36
Figura 11 – Seção Típica de uma cortina atirantada.....	38
Figura 12 – Detalhamento dos elementos de um tirante (GEORIO – 2000)	39
Figura 13 - Lamela de Bishop (Massad, 2010).....	41
Figura 14 - Teste de sensibilidade do FS em função dos parâmetros de resistência (Resende, 2021).....	45
Figura 15 – Evidências de movimentação no talude (CCR. 2005)	49
Figura 16 - Etapa de execução da 1º fase de terraplenagem (CCR - 2006)	50
Figura 17 – Instalação de 11 DHP’s no pé do talude (CCR - 2007)	51
Figura 18 - Localização do Talude (Google Earth - 2018).....	52
Figura 19 – Vista geral do Talude (Imagens de drone - 2020)	52
Figura 20 - Vista geral do Talude após as intervenções de 2021 (Imagens de drone)	53
Figura 21a e 19b – Trincas em canaletas fotografadas em 2012 e 2020.....	55
Figura 22a e 20b – Movimentações de DHP em relação a base do talude fotografadas em 2012 e 2020.....	55
Figura 23 – Direção dos eixos de Inclinômetros.....	57
Figura 24 – Locação da campanha de instrumentação anterior a cortina (Latina - 2021)	58

Figura 25 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3B - Eixo A (Latina - 2021).....	59
Figura 26 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3B - Eixo B (Latina - 2021).....	60
Figura 27 – Locação dos Inclinômetros.....	61
Figura 28 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3C - Eixo A (FGEO - 2022).....	62
Figura 29 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3C - Eixo B (FGEO - 2022).....	63
Figura 30 – Leitura dos INA's dentro dos Inclinômetros (Latina, 2020).....	64
Figura 32 – Dados de leituras do INA 1	66
Figura 33 – Gráfico de variação de Nível d'água (INA 1)	67
Figura 34 – Dados de leituras do INA 2	67
Figura 35 – Gráfico de variação de Nível d'água (INA 2)	68
Figura 36 – Vista da Cortina A com locação dos alvos topográficos.....	69
Figura 37 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 01.....	69
Figura 38 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 02.....	70
Figura 39 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 03.....	70
Figura 40 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 04.....	71
Figura 41 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 05.....	71
Figura 42 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 06.....	72
Figura 43 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob condição natural.....	73
Figura 44 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob condição submersa...	73
Figura 45 – Envoltório de resistência do solo: Amostra 2 sob condição natural.....	74
Figura 46 – Envoltório de resistência do solo: Amostra 2 sob condição submersa...	74
Figura 47 – Modelo de análise de deformações anterior a cortina.....	81
Figura 48 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água inicial de 16,70 m	81
Figura 49 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água final de 14,70 m.....	81
Figura 50 – Gráfico comparativo entre resultado de Inclinômetros e análise no RS282	
Figura 51 – Modelo de análise de deformações após a cortina	84
Figura 52 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água inicial de 15,11 m	84

Figura 53 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água inicial de 13,00 m	84
Figura 54 – Gráfico comparativo entre resultado de Inclinômetros e análise no RS285	
Figura 55 – Gráfico comparativo de fatores de segurança.....	87
Figura 56 - Análise de condição saturada antes das intervenções - Método de Equilíbrio Limite – Superfície Não Circular - Janbu Simplificado (Slide2, 2023)	89
Figura 57 - Análise de condição saturada antes das intervenções - Método de Elementos Finitos – Malha de triângulo de 6 nós (RS2, 2023).....	89
Figura 58 - Análise de condição saturada após as intervenções - Método de Equilíbrio Limite – Superfície Não Circular - Janbu Simplificado (Slide2, 2023)	90
Figura 59 - Análise de condição saturada após as intervenções - Método de Elementos Finitos – Malha de triângulo de 6 nós (RS2, 2023).....	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais classificações de movimentos de massa (Augusto Filho, 1992)	23
Tabela 2 - Condições de Equilíbrio Estático Satisfeita pelo Método de Equilíbrio Limite (Adaptado de Abramson et al, 2002)	42
Tabela 3 – Cronologia de indícios de movimentações e intervenções	54
Tabela 4 - Leitura do INA 3B entre abril de 2010 e fevereiro de 2012 (Latina, 2020)	65
Tabela 5 - Correlações para solos argilosos Godoy (1972)	75
Tabela 6 - Correlações para parâmetros (Joppert, 2007)	76
Tabela 7 – Valores de coeficiente de poisson (Adaptado de Cintra e Aoki, 2010 e Braja, 2007).....	77
Tabela 8 – Coeficientes de α e K (Teixeyra e Godoy, 1996).....	78
Tabela 9 – Parâmetros adotados	78
Tabela 10 – Dados de projeto dos tirantes.....	79
Tabela 11 – Características da ancoragem.....	79
Tabela 12 - Fatores de Segurança para condição saturada	88

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DHP	Dreno Horizontal Profundo
EST	Estaca
FS	Fator de Segurança
GLE	General Limit Equilibrium Method
IN	Inclinômetro
INA	Indicador de Nível d'água
MEF	Método de Elementos Finitos
MEL	Método de Equilíbrio Limite
SPT	Standard Penetration Test
SRF	Fator de redução de resistência (Strength Reduction Factor)
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	coesão efetiva do solo
E	módulo de elasticidade
ϕ	ângulo de atrito do solo
u	poropressão
σ	tensão
τ	resistência ao cisalhamento
α	coeficiente empírico relacionado ao módulo de elasticidade
Δ	delta
f_a	forças atuantes
f_r	forças resistentes
K	coeficiente empírico relacionado ao módulo de elasticidade
L	trecho medido
γ_{nat}	peso específico natural

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	16
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
1.1 Movimento de Massa	22
1.2 Solos Residuais	25
1.3 Análises de estabilidade de taludes	26
1.4 Métodos de análise de estabilidade de taludes	28
1.5 Instrumentação Geotécnica	30
1.5.1 Inclinometria	32
1.5.2 Marcos Superficiais	34
1.5.3 Indicador de Nível d'água.....	35
1.6 Cortina Atirantada	37
2 FERRAMENTAS NUMÉRICAS	40
2.1 Método de Equilíbrio Limite (MEL)	40
2.1.1 Formas de Superfície de Ruptura	42
2.1.2 <i>SOFTWARE</i> Slide 2	43
2.2 Método de Elementos Finitos (MEF)	45
2.2.1 <i>SOFTWARE</i> RS2	47
3 ESTUDO DE CASO	49
3.1 LOCALIZAÇÃO E HISTÓRICO	49
3.2 Cronologia	53
3.3 Descrição Geológica	55
3.4 Instrumentação Implantada	56
3.4.1 Inclinometria.....	56
3.4.2 Interpretação dos Indicadores de Nível d'água	64
3.4.3 Interpretação de Alvos Topográficos.....	68
3.4.4 Parâmetros adotados	72
4 ANÁLISE DE RESULTADOS	79
4.1 Análises de Deslocamentos Horizontais (MEF)	80
4.1.1 Anterior às Intervenções	80
4.1.2 Posterior às Intervenções.....	83
4.2 Comparação Entre os Métodos de Análise de Estabilidade	86

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	92
REFERÊNCIAS	94

INTRODUÇÃO

Objetivo

O presente estudo possui como objetivo a avaliação de uma encosta situada no Km 15+700 da Via Lagos (RJ 124), especificamente na faixa direcional rumo à cidade do Rio de Janeiro, nas imediações de Rio Bonito. A mencionada rodovia detém um papel preponderante enquanto uma das principais vias de conexão com a Região dos Lagos do Estado do Rio de Janeiro, apresentando um fluxo de tráfego expressivo, notavelmente em épocas de recesso e feriados prolongados. O talude objeto do atual estudo exibe características geológicas de caráter complexo e traz consigo um histórico documentado de movimentações, cujos registros datam a partir do ano de 2005. Desde então, a evolução das movimentações do talude tem sido objeto de monitoramento contínuo por meio de campanhas de instrumentação.

Ao longo do decurso temporal, diversas intervenções foram empreendidas com a finalidade de conter a instabilidade observada. Tais ações compreenderam o retaludamento do maciço, a instalação de conjuntos de drenos horizontais profundos, e, por último, a implementação de duas estruturas de cortinas atirantadas.

O escopo do presente estudo visa a investigação dos processos subjacentes à instabilidade do talude em análise, bem como a avaliação dos desdobramentos resultantes das intervenções aplicadas no maciço, em conjunto com os registros fornecidos pela instrumentação geotécnica empregada. Para alcançar esse objetivo, serão empregados os métodos de análise de estabilidade conhecidos como Método dos Elementos Limites (MEL) e Método dos Elementos Finitos (MEF), com variações de refinamento e consideração de diferentes superfícies de ruptura. Essa abordagem busca estabelecer uma correlação entre os processos analíticos empregados e as condições de satisfação inerentes aos resultados obtidos.

Adicionalmente, visando conferir validade aos dados provenientes da instrumentação, está delineada a comparação dos resultados oriundos do programa de inclinometria, tanto antes como após a intervenção com as cortinas atirantadas, com as deformações inferidas por meio da aplicação do Método dos Elementos

Finitos. Esta comparação visa aferir a consistência dos dados obtidos por meio de diferentes métodos, proporcionando um respaldo mais abrangente à análise global da estabilidade do talude em estudo.

Relevância da Pesquisa

A análise da estabilidade e a investigação das deformações em taludes representam um componente de considerável relevância não apenas para a esfera geotécnica especializada, mas igualmente para a sociedade em sua amplitude, devido à crescente expansão das áreas urbanas e à necessidade imperiosa de ocupação de regiões complexas quanto à estabilidade geotécnica. A recorrência cada vez mais frequente de deslizamentos de solo que resultam em impactos ambientais, econômicos e sociais realça a pertinência dessas abordagens.

Essas ocorrências adquirem especial notoriedade durante períodos de chuvas intensas, quando a variação do nível d'água nos maciços provoca alterações abruptas na distribuição de tensões. Este fenômeno induz uma elevação na poropressão e uma diminuição nas tensões efetivas, gerando uma propensão ampliada à instabilidade do terreno.

Considerando as adversidades substanciais que eventos geológicos podem ocasionar, torna-se imprescindível a condução de estudos destinados à vigilância e à prevenção das condições desencadeadoras de deslocamentos de massa em áreas habitadas. Investigações que versam sobre a determinação de fatores de segurança, o emprego de instrumentação geotécnica, o aprofundamento da pesquisa geotécnica, os estágios de alerta e o desenvolvimento de soluções e intervenções geotécnicas, figuram como elementos de imperativo constante a serem progressivamente aprimorados.

Conforme destacado por uma pesquisa conduzida pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em 2019, mais da metade da extensão territorial do Estado do Rio de Janeiro (53,9%) encontra-se situada em zonas altamente suscetíveis a deslizamentos de solo. O estudo adicionalmente revela que a Região Sudeste do Brasil ostenta a concentração mais elevada de áreas propensas a deslizamentos, sendo o Estado do Rio de Janeiro proeminente neste panorama. A

Figura 1 ilustra a representação gráfica dos níveis de susceptibilidade a deslizamentos (por território) segregados entre os diferentes estados do Brasil.

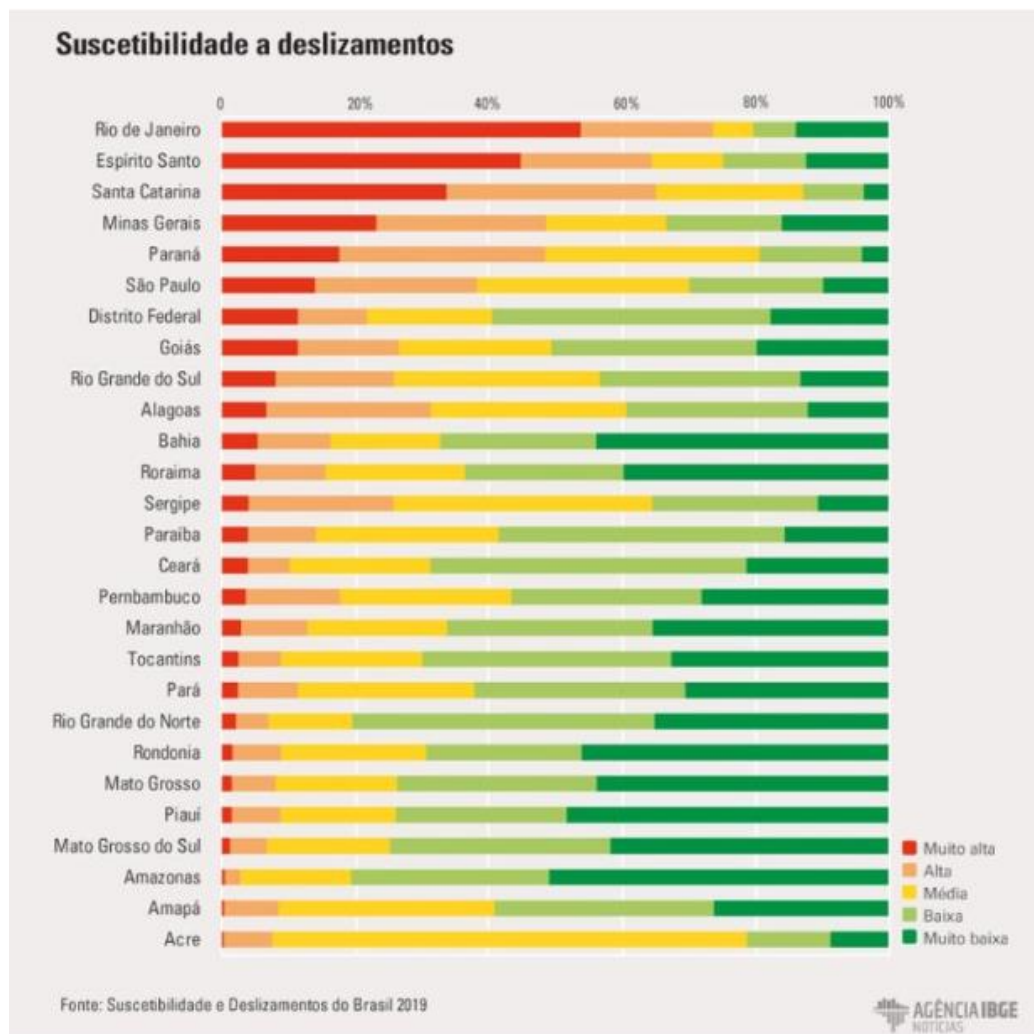


Figura 1 – Gráfico de susceptibilidade a deslizamentos no território nacional (IBGE, 2019)

Dentre os ambientes em que existem maiores condições deflagradoras de movimentos de massa pode-se destacar taludes as margens de rodovias localizadas em zonas tropicais montanhosas. No Brasil, ambientes como esse são comuns em grande parte dos estados, entre eles o Rio de Janeiro.

O Rio de Janeiro possui uma série de fatores, que quando combinados elevam os riscos de deslizamento de terra, dentre eles estão o clima, a alta densidade populacional, que por sua vez, grande parte cresceu e cresce até os dias atuais de forma desordenada, e a geologia.

Não obstante seja frequente atribuir tais deslocamentos de material a um agente desencadeador frequentemente correlacionado com períodos de intensas precipitações pluviométricas, é igualmente factível identificar ocorrências em que os deslizamentos estão intrinsecamente associados a elementos que emergem dos elevados graus de incerteza inerentes à variabilidade geológica e geotécnica do relevo em questão.

É de grande relevância entender a ocorrência de movimentações de terra e seus fatores deflagradores, para que cada vez mais seja possível relacionar os mecanismos de desencadeamento com as condições geológicas e climáticas pertencentes a cada maciço. Dessa forma é possível mitigar progressivamente os riscos nesses eventos de movimentação de massa. Freire (1965) dividiu e classificou as causas de escorregamentos em dois grupos, sendo eles: causas intrínsecas (ou predisponentes) e causas extrínsecas (quando fatores externos são os responsáveis pela movimentação).

Além de entender e prever os “gatilhos” que desencadeiam as movimentações de terra também é de grande importância entender, quantificar e qualificar os riscos de cada caso. Por exemplo, o escorregamento em um talude de área rural com pouca movimentação de pessoas não causaria tantas perdas como um escorregamento em um talude de área urbana, como nos casos dos taludes de corte e aterro localizados as margens de grandes rodovias do país. Visto isso é possível classificar os riscos e determinar fatores de segurança admissíveis para cada caso avaliado.

Através da definição de fatores de segurança é possível determinar a possibilidade de ocorrência de um escorregamento e dessa forma classificar o estágio de atenção em que determinado talude se enquadra. É de grande relevância a aprimoração dos métodos de análise de estabilidade e seu estudo profundo, para que cada vez mais seja possível encontrar valores de fatores de segurança que se aproximem da real situação do caso.

Metodologia

Pretende-se estudar as deformações do talude em quatro condições, sendo elas: o maciço, antes da implantação da cortina (com duas condições de nível d'água) e nas condições atuais com a implantação da cortina atirantada (também com duas condições de nível d'água).

As condições de níveis d'água adotadas para o presente estudo serão definidas a partir de variações obtidas em dados de leituras de Indicadores de Nível d'Água (INAs) aos quais se tem acesso. Desta forma, será possível identificar variações no nível do lençol freático e analisar sua influência na estabilidade do maciço e nos níveis de deformações horizontais.

As análises de estabilidade serão feitas inicialmente através do *software* Slide2, que utiliza do método de equilíbrio limite, para posteriormente serem comparadas com as análises que utilizam uma abordagem de tensão x deformação, através do *software* RS2 que parte do conceito de Elementos Finitos.

A partir dos estudos de análise de estabilidade pretende-se comparar os métodos aos quais se tem acesso, variando o modelo da superfície de ruptura e o nível de refinamento, já através das análises de deformação pretende-se comparar a ordem de grandeza com os resultados de inclinometria obtidos em campo.

Estrutura da Dissertação

O presente trabalho encontra-se estruturado em cinco capítulos, além de uma introdução. O Capítulo 1 discorre sobre conceitos geotécnicos básicos, cruciais para a fundamentação do estudo em questão. São abordadas definições referentes ao fenômeno de movimento de massa, bem como às análises de estabilidade de taludes. Além disso, o capítulo delimita o escopo conceitual da instrumentação geotécnica, entre outros tópicos pertinentes. No Capítulo 2, é apresentada uma compilação de informações de relevância significativa sobre as ferramentas numéricas empregadas para as análises empreendidas no presente estudo. O Capítulo 3 engloba o estudo de caso, descrevendo a cronologia dos acontecimentos,

a fim de conferir um panorama abrangente. No Capítulo 4, os resultados provenientes das análises efetuadas são apresentados e minuciosamente examinados, proporcionando uma sólida base para discussão. Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões derivadas das investigações e as sugestões para futuras pesquisas.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Movimento de Massa

Talude é a denominação dada a uma superfície inclinada de um maciço terroso, rochoso ou misto, seja ela de origem natural, também denominado como encosta, ou de origem artificial, como, por exemplo, no caso de barragens. Segundo Gerscovich (2016) os taludes naturais estão sempre sujeitos a problemas de instabilidade, porque as ações das forças gravitacionais contribuem naturalmente para a deflagração do movimento.

A descida de solo, rocha ou ambos em uma superfície inclinada é denominada como movimento de massa. Esses movimentos ocorrem frequentemente, em diferentes intensidades, e podem ser classificados como: escorregamento; rastejo; corrida de massa; queda.

De acordo com Figueiredo (1989), a ocorrência de movimentos de massa é mais provável nas regiões montanhosas, de encostas com grandes declividades, algumas com pluviosidade acentuada constituindo sub-regiões de microclimas isolados. Acrescente-se a esses agentes, o desflorestamento, um dos maiores responsáveis pelos movimentos de massa.

Os movimentos de massa podem ter diversas classificações, pois envolvem uma variação de materiais e processos. No Brasil, pode-se destacar a proposta de classificação realizada por Augusto Filho (1992) apresentada na Tabela 1.

Os escorregamentos serão objeto de estudo do presente trabalho, e podem ser classificados como movimentos rápidos que possuem superfície de ruptura bem definida. A deflagração de seu movimento se dá quando as tensões cisalhantes mobilizadas atingem ou ultrapassam a resistência ao cisalhamento do solo.

Tabela 1 - Principais classificações de movimentos de massa (Augusto Filho, 1992)

Processos	Característica do movimento, material e geometria
Rastejo ou fluência	Vários planos de deslocamento (internos) Velocidade de muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades de médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares→ solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares→ solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha→ solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas	Sem plano de deslocamento Movimentos tipo queda livre em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc Rolamento de matacão Tombamento
Corridas	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante a de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades de médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Esse tipo de movimento pode ser dividido em dois grupos: escorregamentos translacionais, exemplificados na Figura 2, e escorregamentos rotacionais, exemplificados na Figura 3. O primeiro grupo tem como característica a ruptura em solos mais rasos, com superfícies relativamente planas. São comuns em casos onde um solo mais competente encontra-se subjacente a um solo pouco resistente, com

espessura relativamente pequena, ou quando há uma camada pouco espessa de um solo menos competente acima do leito rochoso, onde é possível dizer que há uma descontinuidade mecânica e hidrológica. Já o segundo grupo, pode ser classificado como um movimento com superfície de ruptura curva, mais comum em solos homogêneos, onde ao longo de sua estratigrafia o solo apresenta uma resistência similar.



Figura 2 – Exemplo de escorregamento translacional



Figura 3 - Exemplo de escorregamento rotacional

1.2 Solos Residuais

De acordo com as investigações geotécnicas realizadas no talude do presente estudo entende-se que grande parte do maciço é composta por solo residual, sendo assim é de relevância para o presente trabalho entender o comportamento e a origem desse tipo de solo.

Entende-se como solo residual materiais provenientes do intemperismo de rochas ígneas (resultado da sedimentação do magma), sedimentares (resultado da junção de material proveniente da fragmentação de outras rochas) e metamórficas (formadas por mudanças mineralógicas ou físicas de rochas preexistentes provocadas por aumento de pressão e temperatura). As camadas de solo residual são caracterizadas por ter um aumento de resistência ao longo da profundidade, ou seja, quanto mais próximo da rocha mais conservada serão as características de resistência advindas da rocha de origem. Em países tropicais, como o Brasil, os solos residuais são prevaescentes em grande parte do território, as temperaturas relativamente altas e as precipitações frequentes favorecem as mudanças químicas das rochas originando o intemperismo.

Em países tropicais, os materiais residuais são particularmente prevaescentes. A intemperização da camada rochosa tem acontecido, com a abundância de água e as temperaturas ambientais relativamente altas, que têm sido de importância nas mudanças químicas que aconteceram às rochas de origem. Para os propósitos do perfil de intemperização tropical, os materiais do solo às vezes categorizam-se simplesmente como 'laterítico', 'saprolítico' e 'rocha' (Brand, 1985).

A heterogeneidade dos solos residuais muitas vezes os torna mais difíceis de avaliar, se comparados com solos transportados com características mais homogêneas. A sua mudança de propriedades constante ao longo da profundidade faz com que até mesmo em ensaios de campo com retirada de amostra seja difícil definir parâmetros representativos para toda a camada.

Um resumo dos tipos de material considerados como "solo residual" em dezoito países foi realizado por Brand e Phillipson (1985). Da análise feita por estes pesquisadores concluiu-se:

- geralmente aceita-se que os solos residuais podem ser o resultado da intemperização de qualquer tipo de rocha;

- inclui-se na categoria de ‘solo residual’ materiais que não são completamente intemperizados e que retêm a estrutura original da rocha de origem, os chamados saprolito ou solos saprolíticos; e
- o material coluvionar invariavelmente categoriza-se como ‘solo residual’ para propósitos da engenharia.

1.3 Análises de estabilidade de taludes

A avaliação de estabilidade de taludes está relacionada ao conhecimento de topografia, origem do solo que compõe o maciço, características mecânicas dos materiais, além de possíveis condições hidrológicas que possam ocorrer.

Os fatores intervenientes à estabilidade de taludes podem ser naturais como no caso de precipitações intensas causando infiltração no maciço e ocasionando o aumento da poropressão, ou decorrentes da ação humana, como no caso da ocupação do solo.

Como citado no parágrafo anterior, muitos dos problemas de estabilidade em taludes está diretamente relacionado com a resistência ao cisalhamento dos solos, que por sua vez é resultado da tensão efetiva que o material está submetido, grandeza essa que é inversamente proporcional à poropressão atuante. De acordo com o critério de Mohr Coulumb e o conceito de tensões efetivas de Terzaghi, a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser expressa pela Equação 1.

$$\tau = c' + (\sigma - u)tg\varphi' \quad (1)$$

Onde “ τ ” é a resistência ao cisalhamento do solo no momento da ruptura; “ c ” é a coesão efetiva, “ σ ” é a tensão normal total, “ u ” corresponde a poropressão e “ φ ” é o ângulo de atrito interno do solo.

De acordo com Bishop (1967) a superfície de ruptura em taludes, tanto em solos como em rochas, não se desenvolve ao mesmo tempo em toda sua extensão, devendo haver ou existir, então, um desenvolvimento progressivo da ruptura, o que eventualmente pode conduzir o talude ao colapso.

Com a finalidade de sistematizar a análise de estabilidade de taludes, Costa Nunes (1971) sugeriu a definição de fatores de movimento de massa, a condicionar a estabilidade do talude. Tais fatores são:

- a) Propriedades geomecânicas dos materiais constituintes;
- b) Forma do talude e maciços adjacentes;
- c) Constituição e distribuição das descontinuidades do maciço;
- d) Influência da água;
- e) Tensões internas do maciço;
- f) Abalos sísmos e explosões.

Dentre os fatores citados pode-se destacar a influência da água como uma das principais condições deflagradoras de movimentação. De acordo com Gerscovich (2016) existe uma relação inequívoca entre chuva e movimento de massa. Em períodos de chuvas intensas, ocorre um aumento significativo, como resultado do processo de infiltração. Em análises de estabilidade, quando se pretende relacionar chuva vs. escorregamento, deve-se ter em mente que:

- Processos de fluxo interno continuam a ocorrer após as chuvas terem cessado. Com isso, é possível que a ruptura ocorra algum tempo após o evento pluviométrico, em período sem chuva;
- As heterogeneidades de perfis em regiões tropicais podem gerar processos de fluxo preferenciais;
- O horizonte de rocha fraturada atua como camada drenante, mantendo a condição não saturada, e/ou como caminho de saturação preferencial.

Além disso, pode-se citar a ocupação urbana em áreas de risco como um dos fatores mais atuais para a instabilidade de taludes, tendo em vista que esse fator resulta no aumento das forças atuantes e diminuição da resistência do maciço.

Moreira (2011) traduz esse aumento nas forças atuantes como sendo a diferença entre a resistência mobilizada pelo solo, ou seja, a resistência ao cisalhamento máxima que o solo consegue oferecer, quando solicitada, e a resistência mobilizada, ou seja, aquela que seria necessária para equilibrar o conjunto de forças atuantes. A Figura 4 traz essa representação.

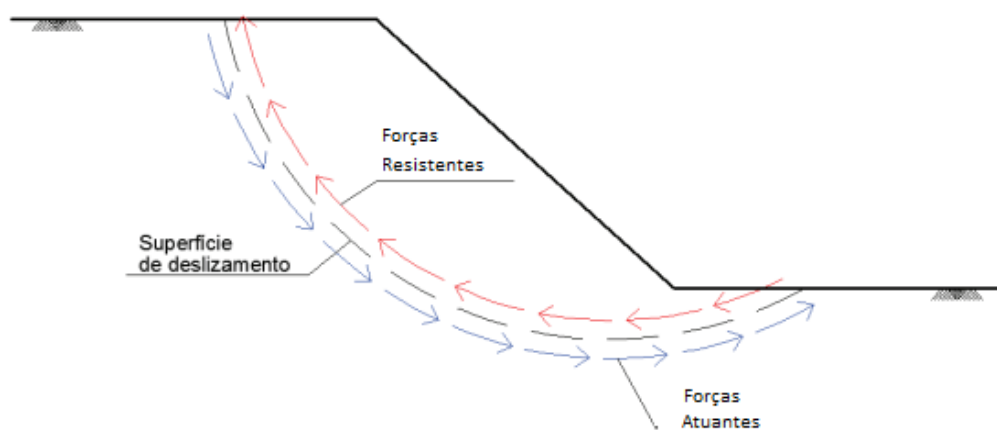


Figura 4 - Tensões resistentes e tensões atuante (adaptada de Moreira, 2011)

Desta forma é possível determinar o fator de segurança (FS) do talude conforme Equação 2.

$$FS = \frac{\sum fr}{\sum fa} \quad (2)$$

Onde fr corresponde as forças resistentes e fa corresponde as forças que atuam sobre o talude.

1.4 Métodos de análise de estabilidade de taludes

Embora pareça uma questão atual, a necessidade de ocupar novos espaços é motivo de questionamentos na comunidade geotécnica desde o início do século 20, onde se discutiam as possibilidades para implementação de métodos que pudessem facilitar a avaliação de resistência de taludes.

Os métodos de análise de estabilidade de taludes representam uma componente crucial no campo da engenharia geotécnica, visando avaliar a capacidade de um talude ou encosta de resistir às forças gravitacionais e às pressões exercidas pelo ambiente circundante.

Existe atualmente uma diversidade de métodos para verificações em estabilidades de taludes, sendo a sua maioria baseada no princípio do equilíbrio das forças que atuam na base de uma superfície de escorregamento já definida.

De acordo com Dyminski (2009) as técnicas de análise de estabilidade de taludes podem ser divididas em dois grandes grupos:

- a) Análise probabilísticas: requer conhecimento das distribuições de probabilidades ou das funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias associadas ao problema;
- b) Análise determinísticas: são realizadas em função do fator ou coeficiente de segurança (FS).

As análises determinísticas envolvem três métodos: análise limite, tensão-deformação e equilíbrio limite. A solução de tensão-deformação envolve métodos numéricos, sendo o Método de Elementos Finitos (MEF) classificado como o mais comum.

De acordo com Moreira (2011), os métodos que tem como base a teoria do Equilíbrio Limite (MEL), ainda hoje bastante utilizados, determinam a estabilidade de um talude unicamente por considerações de equilíbrio, adaptando hipóteses para resolver a indeterminação estática associada a cada análise.

O método de análise por Equilíbrio Limite é definido por estudiosos geotécnicos como sendo a determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo dessa superfície atingem simultaneamente a mesma condição de $FS=1,0$.

O Método de Elementos Finitos (MEF), foi desenvolvido posteriormente e realiza os cálculos com base na relação tensão-deformação dos materiais em questão, possibilitando que se especifique a lei de comportamento dos mesmos (linear elástica, não linear, elastoplástica, entre outras). Esse método exige introdução de uma maior quantidade de dados, obrigando o usuário a buscar mais informações sobre o caso em questão.

É comum que o dimensionamento de estruturas de contenção tenha base dados com variabilidades significativas, formulações analíticas e correlações, o que leva a uma situação cercada por possíveis variações. Visto isso, é cada vez mais comum utilizar de métodos numéricos como ferramenta de verificações e dimensionamentos.

1.5 Instrumentação Geotécnica

A instrumentação geotécnica, como disciplina intrínseca à engenharia geotécnica, desempenha um papel crucial na análise, monitoramento e controle de estruturas geotécnicas e ambientes subterrâneos. Através do emprego criterioso dos dispositivos de instrumentação, é possível obter informações vitais sobre as condições de estabilidade, deformações, pressões e fluxos em estruturas geotécnicas, contribuindo assim para a tomada de decisões embasadas em projetos de engenharia e para a mitigação de riscos associados.

A instrumentação geotécnica é composta por um conjunto de técnicas empregadas na coleta e análise de dados para avaliar o comportamento de estruturas geotécnicas, como taludes, fundações, barragens, túneis e aterros. Essa prática permite um entendimento mais profundo das interações entre a estrutura e o terreno circundante, além de fornecer subsídios para a validação de modelos numéricos e a detecção precoce de possíveis problemas.

Diversos tipos de instrumentos são utilizados na instrumentação geotécnica, cada um projetado para monitorar um aspecto específico do comportamento do solo ou da estrutura. Entre os instrumentos mais comuns estão inclinômetros, extensômetros, piezômetros, células de pressão, medidores de deformação, entre outros. Esses dispositivos permitem a coleta de dados em tempo real ou periódica, fornecendo informações sobre movimentos, deformações, pressões e outras variáveis relevantes.

A instalação adequada dos instrumentos é crucial para garantir a precisão e confiabilidade dos dados coletados. Os métodos de instalação variam de acordo com o tipo de instrumento e a finalidade do monitoramento. Em geral, a instalação envolve perfurações, fixações ou inserções dos dispositivos nos locais apropriados. O posicionamento estratégico dos instrumentos é determinado com base em estudos geotécnicos prévios e em modelos de análise.

A interpretação dos dados obtidos por meio da instrumentação geotécnica requer conhecimento técnico especializado. Os dados coletados são comparados com critérios de projeto e limites de segurança, permitindo a detecção de tendências anômalas e a identificação de problemas potenciais. A análise dos dados também

pode subsidiar a tomada de decisões, como ajustes em projetos, implementação de medidas de contenção e ações de mitigação.

A prática de instrumentar obras geotécnicas teve seu início por volta de 1930, e durante os primeiros 50 anos do emprego da instrumentação, foi possível observar uma evolução acelerada da técnica.

Segundo Dunnycliff (1988), pode-se classificar os instrumentos em dois grupos:

- a) Instrumentos usados para determinar as propriedades de solos e rochas in situ: medem parâmetros geotécnicos como resistência, compressibilidade e permeabilidade, sendo usados normalmente durante a fase de projeto das obras (ex. piezocone, palheta, pressiómetro).
- b) Instrumentos usados para monitorar o comportamento da obra durante construção/operação: podem envolver medidas de pressão da água subterrânea, tensão total, deformação e/ou carregamento aplicado (ex. piezômetros, células de carga, extensômetros, inclinômetros).

O presente trabalho aborda monitoramento de deformações, dessa forma considera-se apenas o segundo grupo (grupo b) dos instrumentos citados.

Dentre as principais características para uma instrumentação bem sucedida, pode-se citar:

- Acurácia: representa o quão próximo do valor exato o aparelho chega, ou seja, acurácia é o grau de exatidão do aparelho.

- Sensibilidade: é a capacidade do instrumento de acusar pequenas variações da grandeza que está sendo medida.

- Precisão: representa a repetibilidade de valores, ou seja, para condições iguais deseja-se que o aparelho apresente repetidas vezes o mesmo valor.

Tão importante quanto as características que garantem um bom funcionamento do instrumento está o plano de leituras de campo. É necessário que o espaçamento entre as leituras seja coerente com a grandeza que se espera medir, de início o ideal é que os intervalos entre as medições sejam curtos, podendo ser espaçados de acordo com o que for observado nas primeiras leituras.

1.5.1 Inclínometria

O comportamento de taludes naturais ou artificiais submetidos a variações que possam aumentar ou diminuir a tensão efetiva dos grãos que compõem o maciço, pode ser melhor entendido com o auxílio de equipamentos de instrumentação. O monitoramento de deformações de massa ao longo da profundidade é amplamente utilizado em taludes instáveis ou com histórico complexo de movimentações, como é o caso do talude analisado no presente trabalho.

Os inclinômetros podem ser definidos como dispositivos usados para medir o deslocamento angular ou mudança na inclinação de uma estrutura ou massa de solo com a profundidade, seu emprego é comumente indicado para o monitoramento de taludes (naturais ou artificiais) e escavações profundas.

O aparelho é composto por tubos guias com ranhuras ortogonais que podem ser compostos por material plástico ou metálico. Esses tubos são instalados ao longo da profundidade ao qual se deseja medir os deslocamentos e ficam à espera da descida do torpedo, onde as roldanas presentes no torpedo são encaixadas na ranhura e dessa forma o torpedo percorre toda a profundidade dos tubos guias.

Em sua maioria os inclinômetros fornecem dados de inclinação do tubo guia em dois planos mutuamente perpendiculares próximos da vertical. Então, a partir desses dados, podem ser computadas as componentes horizontais do movimento, ambas transversais e paralelas a qualquer direção escolhida (Dunnicliff, 1988).

Dentre as características que garantem a confiabilidade das leituras pode-se citar a precisão durante a instalação dos tubos guias, tendo em vista que a precisão das ranhuras dos tubos garante a passagem correta do torpedo. A Figura 5 mostra uma seção esquemática do funcionamento de um inclinômetro.

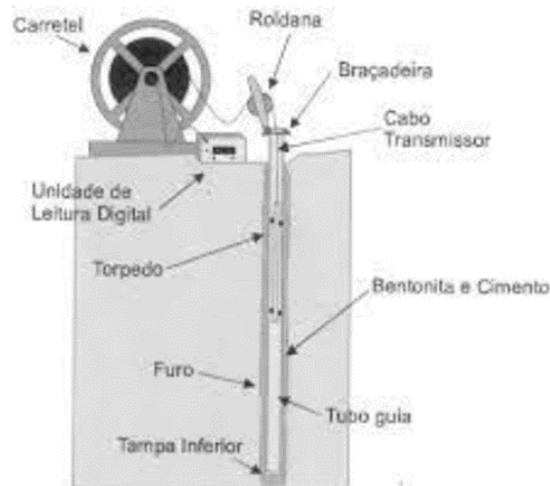


Figura 5 - Esquemático de inclinômetro

A inclinação do torpedo, e, conseqüentemente, do tubo-guia, é convertida em desvio horizontal de deslocamento. Comparando-se com a primeira leitura realizada, imediatamente após a instalação, pode-se determinar qual a variação dos deslocamentos horizontais no período, os quais, acumulados desde a base até o topo, permitem a determinação das deformações elásticas da estrutura, ao longo do perfil monitorado (Silveira, 2015). A Figura 6 traz a representação da inclinometria através da inclinação do tubo guia, enquanto a Figura 7 mostra um registro de leitura de inclinômetro realizada no talude do Km 15+700.

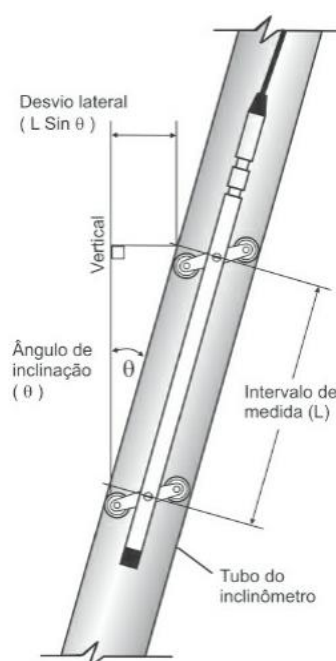


Figura 6 – Inclinômetro: Ângulo de inclinação e desvio lateral (Catálogo Sinco)



Figura 7 – Leitura de Inclinação no talude do Km 15+700 (FGEO, 2021)

1.5.2 Marcos Superficiais

Os Marcos Superficiais objetivam acompanhar, por meio de leituras topográficas, os deslocamentos verticais e horizontais dos maciços de terra. As leituras são feitas através de um ponto considerado indeslocável (*Bench Mark*).

Os Marcos Superficiais geralmente são constituídos por elementos metálicos com 1,1 m de profundidade e diâmetro de meia polegada, para que seja possível o posicionamento exato dos elementos de topografia uma semiesfera é alocada no topo do elemento metálico. Esses instrumentos normalmente são instalados na região da crista ou bermas do talude. A Figura 8 mostra o esquema de instalação de um marco superficial.

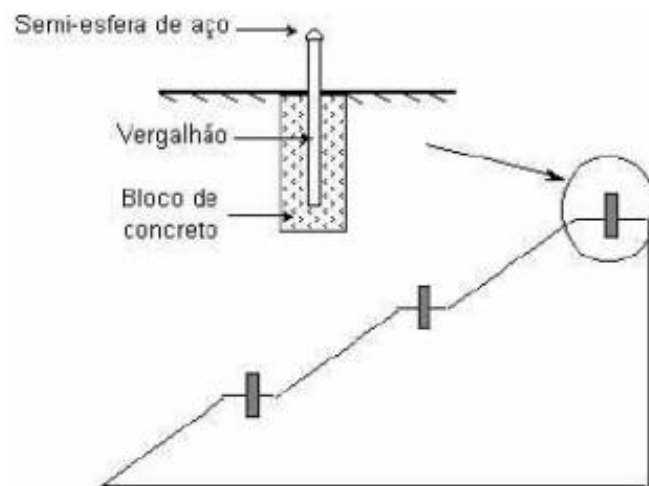


Figura 8 – Esquema de instalação de marco superficial (Fonseca, 2003)

1.5.3 Indicador de Nível d'água

Um dos principais agentes causadores de movimentos de massa no Rio de Janeiro é a chuva, por isso conhecer a sua intensidade e correlacioná-la com outros fenômenos resultantes é importante para interpretar a estabilidade de uma encosta. Por outro lado, a previsão meteorológica de curto prazo, ou seja, com poucas horas de antecedência, permite prever a chegada de grandes chuvas à cidade e é um dos mais eficazes instrumentos de alerta.

A infiltração da água no terreno provoca redução da sucção e aumento de poropressões que, por sua vez, podem causar deslocamentos e grandes movimentos. Por isso, a leitura de poropressões (através de piezômetros) e níveis d'água através indicadores de nível d'água é um fator de relevância para as análises de estabilidade em cada situação.

O indicador de nível d'água (INA) é uma variação do piezômetro Casagrande. Tem o mesmo princípio de funcionamento, mas com um bulbo de maior comprimento, situado na região de variação do NA.

Os indicadores de nível d'água são utilizados para medir a posição da linha freática no talude. Os instrumentos são instalados em perfurações especialmente executadas para tal fim ou em furos de sondagem, em locais previamente escolhidos. A Figura 9 mostra um modelo típico de instalação de Indicadores de

Nível d'água, enquanto a Figura 10 mostra um registro de leitura realizada no talude do Km 15+700.

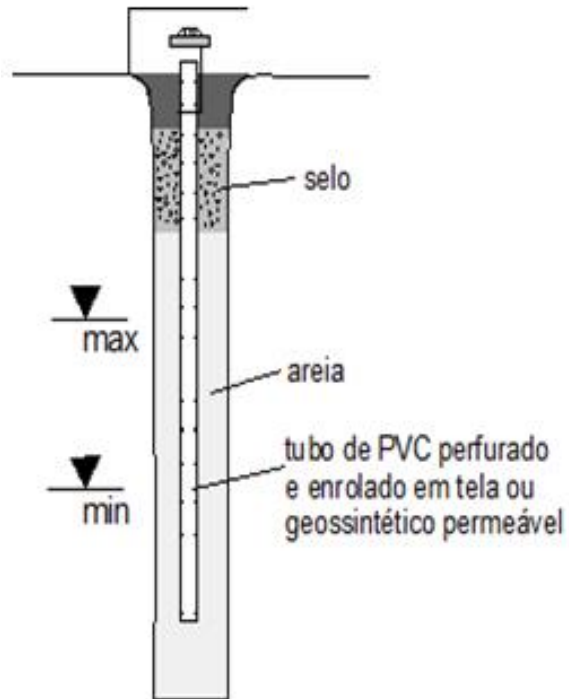


Figura 9 – Detalhe típico de Indicador de Nível d'água (INA)



Figura 10 – Leitura de Indicador de Nível d'água no talude do Km 15+700 (FGEO, 2021)

1.6 Cortina Atirantada

As cortinas atirantadas representam uma técnica avançada de estabilização de taludes e maciços rochosos na engenharia geotécnica. O método envolve a instalação de elementos estruturais, como cabos ou barras de aço, em uma formação rochosa ou solo, de forma a ancorar a massa do terreno e redistribuir as forças internas.

As cortinas ancoradas tiveram um grande desenvolvimento no Brasil graças ao trabalho incansável do professor A J da Costa Nunes da Universidade Federal do Rio de Janeiro, que desenvolveu o método a partir de 1957 na empresa Tecnosolo SA. Nunes e coautores publicaram um grande número de trabalhos sobre o assunto (e.g., Nunes e Velloso, 1963, Nunes, 1987, Hunt e Nunes, 1978). Outros trabalhos importantes foram publicados por ex-colaboradores (Cerqueira, 1978, Yassuda e Dias, 1998) que resumem a experiência brasileira. A experiência internacional é resumida em Hanna (1982), Weatherby (1982), Cheney (1984), Fernandes (1981, 1990), Pinelo (1980), entre outros.

O comportamento das cortinas atirantadas é regido pelo equilíbrio das forças de tração aplicadas aos tirantes e pela reação do terreno circundante. A resistência mobilizada pelos tirantes confere maior estabilidade ao maciço, evitando movimentos excessivos. Os tirantes também podem redistribuir as forças de compressão interna, reduzindo a pressão sobre o talude e minimizando o risco de falhas. A Figura 11 mostra o exemplo de uma seção típica de cortina atirantada.

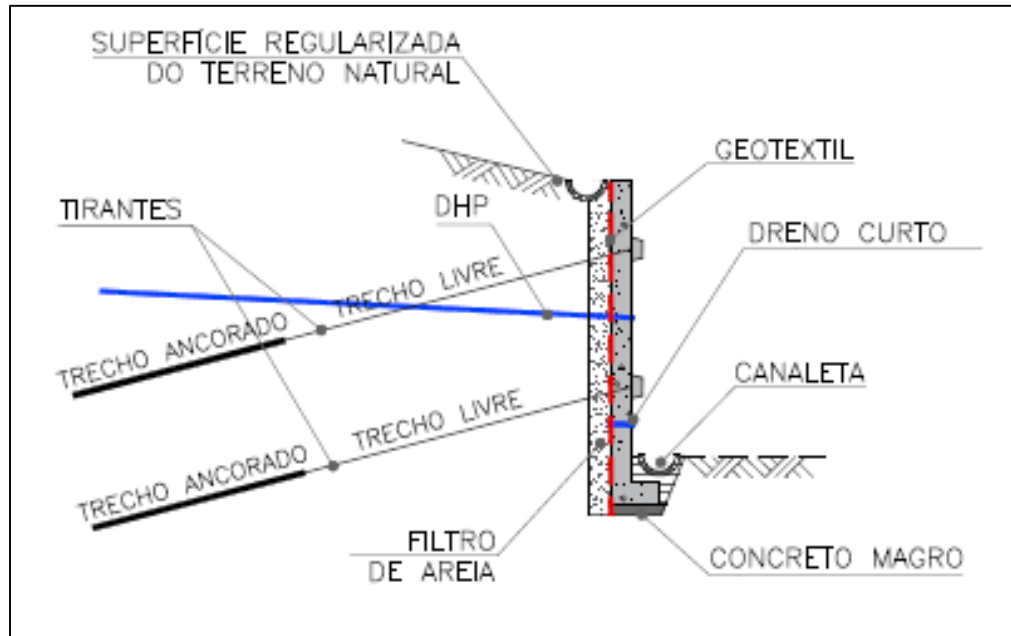


Figura 11 – Seção Típica de uma cortina atirantada

O projeto de cortinas atirantadas requer uma avaliação detalhada das condições geológicas, hidrológicas e geotécnicas do local. São considerados parâmetros como ângulo de inclinação do talude, características do solo ou rocha, cargas atuantes, geometria dos tirantes e espaçamento entre eles. A implementação envolve a perfuração de furos no maciço para a inserção dos tirantes, seguida pela injeção de calda de cimento ou resina para garantir a aderência entre os tirantes e o terreno circundante.

As cortinas atirantadas oferecem diversos benefícios, como a redução da movimentação do solo, aumento da capacidade de carga e a possibilidade de revitalização de estruturas já existentes. Elas são aplicadas em situações que envolvem taludes naturais, escavações de engenharia, encostas de rodovias, ferrovias e barragens, proporcionando maior segurança e estabilidade às áreas afetadas.

Quanto aos elementos que compõem a cortina atirantada pode-se destacar as ancoragens como sendo o de maior influência. As ancoragens são compostas por um ou mais componentes de aço resguardados contra a corrosão (como barras, fios ou cabos geralmente conhecidos como tirantes), capazes de suportar forças de tração e transmiti-las ao solo por meio da interação com o bulbo. Esse bulbo é criado ao injetar uma mistura de cimento pressurizada e é fixado ou ancorado na área

estável da massa de terra. O bulbo não deve se romper devido ao arrancamento e nem sofrer deformações excessivas quando submetido a cargas de longa duração (fluência), tudo isso com uma margem de segurança apropriada. O detalhamento dos elementos que compõem o tirante estão na Figura 12.

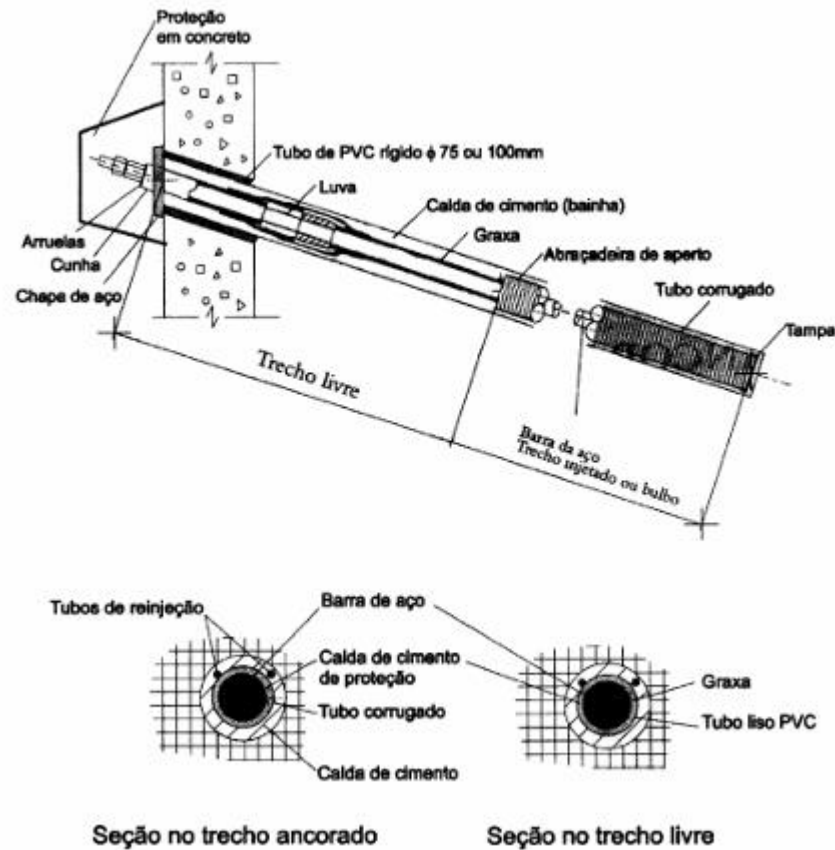


Figura 12 – Detalhamento dos elementos de um tirante (GEORIO – 2000)

2 FERRAMENTAS NUMÉRICAS

2.1 Método de Equilíbrio Limite (MEL)

O método consiste na determinação do Fator de Segurança de acordo com a razão entre as forças resistentes e as forças instabilizantes. Tal alternativa considera um único fator de segurança para todos os pontos ao longo de uma superfície de deslizamento, onde no instante da ruptura as forças atuantes, que favorecem o movimento do talude, e as forças resistentes se igualam, resultando em um fator de segurança igual a 1,0.

Massad (2010) comenta que o método de Equilíbrio-Limite considera as seguintes hipóteses:

- o solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe de forma brusca sem sofrer deformação;
- as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência de ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- o fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

As análises podem ser feitas estudando a superfície de forma geral, ou dividindo-a em fatias. Dentre os programas computacionais, o método mais utilizado é o das fatias, que estabelece inúmeras cunhas de ruptura e analisa para cada cunha a parcela do conjunto geral de forma individual, onde cada fatia do cenário geral é analisada de acordo com o equilíbrio de forças.

De acordo com Gerscovich (2016), o método do equilíbrio limite apresenta vantagens em termos de sua simplicidade e na obtenção precisa de resultados. No entanto, é importante destacar que o comportamento em massa do solo não se alinha completamente com a realidade, apresentando discrepâncias como:

- Na consideração da hipótese em que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura chegam a um $FS = 1,0$, simultaneamente, ou seja, um modelo constitutivo rígido plástico, que contraria o modelo elastoplástico do solo. Além disso considera que não há deformações, o

que não permite saber se as deformações reais do solo são compatíveis com a faixa admissível de projeto.

- Com as hipóteses simplificadoras que são adotadas nos métodos de cálculo ocorrem distribuições distintas de tensão normal ao longo da superfície de ruptura. Com isso, os valores de FS são diferentes.

O primeiro método de análise para uma superfície de deslizamento circular foi introduzido por Fellenius (1936), conhecido como método ordinário. Bishop (1955) preconizou o primeiro método de introdução de uma nova relação para as forças normais à base. Janbu (1954) propôs um método simplificado para superfícies de ruptura não circulares, segmentando uma massa com potencial de deslizamento em várias fatias verticais (Massad, 2010).

Posteriormente, Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), e Sarma (1973) contribuíram com diferentes pressupostos para as forças entre lamelas. Mais tarde, Chugh (1986) desenvolveu um procedimento de equilíbrio-limite geral (GLE) como uma extensão de Spencer e Morgenstern-Price, que satisfaz as condições de equilíbrio de momentos e de forças (Aryal, 2006).

Para o presente trabalho, foram escolhidos três métodos de análise distintos, sendo eles: Bishop (1955), Janbu (1954) e Morgenstern Price (1965). Dos métodos citados o de Morgenstern Price é tido como mais rigoroso.

No caso do método de Bishop Simplificado o equilíbrio das forças é feito na direção vertical (Massad, 2010) conforme indicado na Figura 13.

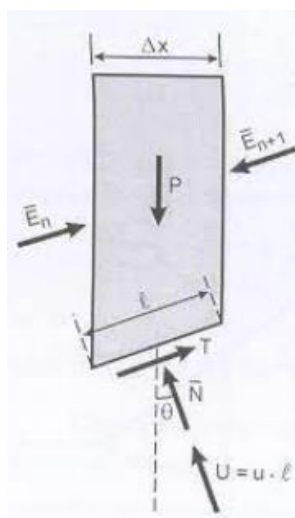


Figura 13 - Lamela de Bishop (Massad, 2010)

O Método Simplificado de Bishop, desenvolvido em 1955, e o Método de Janbu, elaborado em 1954, 1957 e 1973, são conhecidos por sua capacidade de agilizar o cálculo do fator de segurança. Contudo, essas abordagens apresentam uma limitação ao não garantir plenamente o equilíbrio de forças e momentos. Isso implica que os fatores de segurança obtidos por meio desses métodos podem diferir daqueles calculados utilizando abordagens que asseguram integralmente a condição de equilíbrio.

Comumente, a escolha de empregar o método de Morgenstern Price (GLE) é motivada pela sua reputação em entregar resultados confiáveis, notadamente devido à conformidade de suas equações com os requisitos de equilíbrio de força e momento durante uma análise. Além disso, o número de pressupostos empregados nesse método é menor em comparação com aqueles utilizados por outras abordagens. A Tabela 2 traz um comparativo entre os métodos adotados no presente trabalho.

Tabela 2 - Condições de Equilíbrio Estático Satisfeita pelo Método de Equilíbrio Limite (Adaptado de Abramson et al, 2002)

Método	Equilíbrio de Forças		Equilíbrio de Momento
	X	Y	
Bishop Simplificado (1955)	Sim	Não	Sim
Janbu (1954)	Sim	Sim	Não
Morgenstern Price (1965)	Sim	Sim	Sim

2.1.1 Formas de superfície de ruptura

A compreensão da distinção entre rupturas de natureza circular e não circular assume relevância substancial no âmbito da manipulação de materiais, uma vez que essa apreciação é capaz de conferir subsídios concernentes ao comportamento intrínseco e às propriedades inerentes ao material em análise.

O conceito de rupturas circulares e não circulares também se aplica ao estudo de taludes e sua estabilidade. Neste contexto, uma ruptura circular refere-se a um modo de falha no qual uma parte do talude se destaca e gira em torno de uma

superfície de falha circular. Esse tipo de falha é frequentemente visto em solos coesivos, como argilas, e é caracterizado por uma superfície de falha curva e lisa.

Por outro lado, rupturas não circulares em taludes referem-se a um modo de falha no qual a superfície de falha é irregular e complexa, sem padrão ou forma clara. Esse tipo de falha é frequentemente visto em solos não coesivos, como areias, e é caracterizado por uma superfície de falha irregular e imprevisível.

É comum que na maioria dos casos, as análises sejam baseadas em rupturas de superfícies circulares. No entanto, a forma da superfície de deslizamento pode diferir consideravelmente do arco circular se o material não for homogêneo. A diferença aumenta com a importância da variação da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de deslizamento potencial (Nonveiller, 1965).

2.1.2 Software Slide 2

O *Software* SLIDE2 foi produzido no Canadá, mais precisamente na Universidade de Toronto. Em 1987, liderado pelos professores Evert Hoek e John Curran e com suporte da Indústria Canadense de Mineração e governo, alunos da pós-graduação iniciaram o desenvolvimento de *softwares* geomecânicos que atendessem à necessidade da indústria da mineração, em relação as ferramentas para projetos e análises em 2D e 3D. Mais tarde, em 1996, a *Rocscience* foi fundada para dar continuidade a produção e evolução dos *softwares* geomecânicos e amplificar a distribuição dos produtos para esfera mundial. Atualmente é líder mundial no desenvolvimento de *softwares* para engenheiros civis, geotécnicos e de mineração (Rocscience, 2023).

O programa foi desenvolvido para análises de estabilidade de taludes, com finalidade de valorização do fator de segurança, ou seja, verificar a probabilidade de ruptura do mesmo. As variedades de ruptura são de caráter circular ou não circular, e podem ser feitas análises em solos ou rochas. A simplicidade de utilização e viabilidade de inserção de modelos complexos são diferenciais do programa, além de permitir a introdução de carga externa, linha piezométrica e modelagem de vários tipos de estruturas de contenção (Rocscience, 2023).

São vários os tipos de análises que o *software* disponibiliza, podendo ser feitas em fatias verticais ou não verticais, pelos métodos de equilíbrio de Bishop, Jambu, Spencer, entre outros. As superfícies podem ser analisadas individualmente ou localizadas por buscas que geram a superfície crítica da seção analisada junto ao seu fator de segurança (Rocscience, 2023).

No que diz respeito à condução da análise de estabilidade por meio do *software* Slide2, é importante destacar a sequência ordenada de etapas a serem seguidas. Estas são: 1) a definição das condições de contorno; 2) a especificação dos parâmetros de resistência selecionados (sendo a maior confiabilidade alcançada quando se utilizam resultados de ensaios de campo e laboratório, no entanto existe uma série de correlações disponíveis na literatura que podem ser utilizadas); 3) a determinação do formato da superfície de ruptura (seja ela circular ou não circular); e finalmente, 4) a seleção do método de análise a ser empregado.

Entre os elementos que exercem influência na integridade de uma análise, é notável que aqueles capazes de incitar as mais significativas modificações nos resultados são os parâmetros de resistência adotados. Resende (2021) realizou um teste de sensibilidade do fator de segurança em função da coesão, ângulo de atrito e peso específico para analisar a influência da variação dos parâmetros do solo na estabilidade do talude (Figura 14). Nesse contexto de experimentação, uma inclinação mais acentuada da reta denota uma sensibilidade ampliada do fator de segurança em relação a um parâmetro específico. Dessa maneira, é perceptível que, na análise em questão, a coesão do solo se destaca como o parâmetro que exerce a maior influência na variação do fator de segurança.

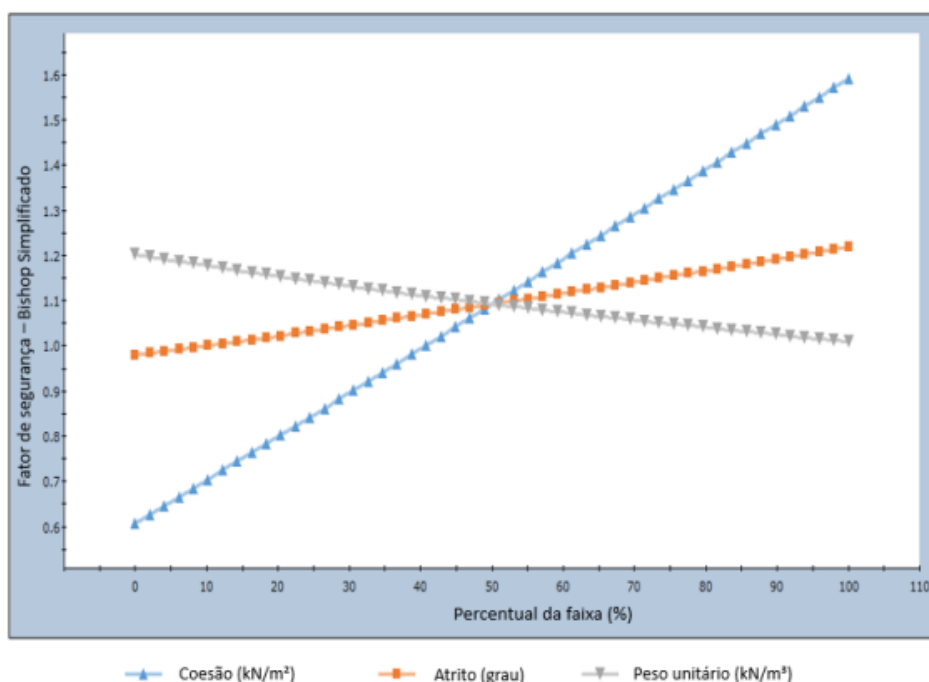


Figura 14 - Teste de sensibilidade do FS em função dos parâmetros de resistência (Resende, 2021)

2.2 Método de Elementos Finitos (MEF)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) constitui-se na discretização de um meio contínuo em unidades discretas, denominadas elementos finitos, os quais preservam as propriedades intrínsecas do meio original. Estes elementos são interligados por pontos discretos chamados nós. As forças atuantes no sistema são aplicadas nos nós de maneira a induzir uma configuração energética equivalente àquela do sistema contínuo. A resolução é alcançada mediante uma interpolação que emprega uma solução aproximada, obtida pela reconstituição do sistema por meio da soma das contribuições de todos os elementos discretos.

A avaliação do Fator de Segurança (FS), por meio de uma análise que incorpora um modelo tensão-deformação, pode ser abordada em duas perspectivas: aquela que se baseia em parâmetros que descrevem a resistência do solo e a que se fundamenta nas cargas de trabalho inerentes ao problema em questão. Em ambos os enfoques, a aplicação do MEF viabiliza a estimativa do FS ao simular o

cenário iminente de falha do maciço, que se manifesta por meio da plastificação do solo.

Em resumo pode-se dizer que o método calcula as tensões e as deformações em cada elemento que constitui o maciço de forma unitária, utilizando da teoria da elasticidade e plasticidade. Com isso, pode-se concluir que quanto maior a quantidade de elementos analisados, maior será a confiabilidade no resultado obtido.

O método é largamente utilizado para realizar previsões e checar se determinada estrutura foi bem dimensionada, de acordo com o seu modelo. Dessa forma é possível mitigar os casos de movimentações de massa. Além disso, é possível realizar uma análise faseada dos estágios do solo, desde o seu carregamento até o seu colapso.

Diferente do método de Equilíbrio Limite que usa fatias para calcular o fator de segurança em cada cunha de ruptura, o Método de Elementos Finitos estende a análise para elementos geométricos conectados com dimensões finitas e conhecidas. Esses elementos podem ser bidimensionais no caso de análises 2D e tridimensionais, no caso de análises 3D. Nos dois casos, os elementos são determinados a partir da quantidade de “nós” em cada elemento geométrico. Os “nós” podem ser grosseiramente comparados com os vértices dos elementos geométricos. É a partir desses nós, onde as forças são aplicadas, que se formam os vetores de deslocamento e dessa forma analisa-se a deformação que o elemento sofreu.

A principal diferença entre a forma de análise do Método de Elementos Finitos e do Método de Equilíbrio limite está na exploração de tensão x deformação que é calculada apenas pelo Método de Elementos Finitos.

No que diz respeito aos elementos que compõem os dados fornecidos como entrada para o processo, é importante salientar que, além das informações concernentes às características de resistência do solo, que englobam o peso específico (γ), a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ), há também a imperativa necessidade de incorporar os parâmetros relacionados à deformabilidade do material em consideração, abrangendo, por conseguinte, o Módulo de Elasticidade (E) e o Coeficiente de Poisson (ν).

O procedimento de simulação de colapso, mediante a redução dos valores dos parâmetros de resistência do solo, ou seja, a técnica de *Shear Strength Reduction*

(*SRF*), envolve uma avaliação de estabilidade por meio da análise de tensão-deformação utilizando Elementos Finitos. Através desse método, é determinado o fator de segurança crítico correspondente ao modelo em questão.

2.2.1 Software RS2

O *software* RS2, desenvolvido pela empresa *Rocscience*, representa uma aplicação computacional altamente especializada no âmbito da engenharia geotécnica e geomecânica. Concebido com o propósito de realizar simulações e análises de fenômenos complexos associados a maciços rochosos e terrenos, considerando variações em deformações e cargas. O RS2 se destaca por sua capacidade avançada de modelagem numérica, permitindo a representação de fenômenos geotécnicos diversos, tais como deslizamentos de solo, instabilidades em encostas, subsidência em contextos de mineração e interações entre o solo e estruturas. Além disso, sua estrutura incorpora algoritmos sofisticados, o que habilita a avaliação de uma gama variada de cenários geotécnicos, contribuindo com percepções relevantes voltadas para o planejamento, concepção e administração de empreendimentos geotécnicos de elevada complexidade.

O RS2 demonstra utilidade versátil em várias esferas da engenharia, englobando atividades como o planejamento de escavações, avaliação da estabilidade de taludes, análise de fluxo de água subterrânea, exploração de cenários probabilísticos, estudo de processos de consolidação e, notavelmente, apresenta características distintas para a realização de análises dinâmicas.

No processo de configuração do modelo, o operador delinea os contornos da geometria ou insere as coordenadas dos pontos que delimitam o problema em questão. O *software* automaticamente gera a discretização da malha, que pode ser refinada de acordo com o tipo de análise desejado. As unidades discretas podem ser de formato quadrangular ou triangular, tendo como limite 8 nós por elemento. Neste estudo, foca-se na utilização de elementos triangulares compostos por 3 e 6 nós.

O programa encontra-se estruturado em três módulos ou rotinas distintas: *Model*, *Compute* e *Interpret*.

A rotina *Model* constitui o módulo que viabiliza a inserção dos parâmetros, a nomenclatura, a configuração geométrica, as condições de contorno, os estados iniciais, a especificação dos materiais e a geração da malha, entre outras funcionalidades.

A rotina *compute* engloba os procedimentos de cálculo determinados a partir dos dados introduzidos na rotina *Model* e apenas se inicia caso uma discretização da malha de elementos finitos tenha sido previamente gerada. Uma vez completado o processamento, arquivos são gerados, contendo as informações resultantes do cômputo.

A rotina *Interpret* constitui o módulo que possibilita a visualização e interpretação dos resultados derivados da execução da rotina *compute*, abrangendo representações gráficas como mapas de cores que refletem distribuições de tensão e deformação.

Análises de estabilidade empregadas neste estudo adotam o critério de resistência de Mohr-Coulomb, considerando adicionalmente o campo de tensões devido à gravidade (sendo as tensões iniciais geradas antes da etapa de cálculo propriamente dita). Em situações que envolvem o nível freático, o programa incorpora as poropressões resultantes.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 Localização e Histórico

O maciço localizado no Km15+700 da Rodovia Via Lagos, na altura da cidade de Rio Bonito, RJ, apresenta um histórico de instabilidade complexo, motivo pelo qual já foi objeto de estudo de outro trabalho na área da Geotecnia, onde pode-se citar a dissertação de Mota (2014).

Os primeiros indícios de movimentações no talude foram observados em outubro de 2005 através de problemas no pavimento da rodovia e abertura de fendas ao longo do talude. Os deslocamentos perduraram até os registros da instrumentação antes da implantação da cortina (2021). A Figura 15 mostra registros de movimentações observados pela CCR.



Figura 15 – Evidências de movimentação no talude (CCR. 2005)

Nos meses de março e abril de 2006 foi executado o projeto de terraplenagem (Figura 16) com a finalidade de melhorar as condições de contorno do maciço e aliviar o peso do talude na rodovia. Em julho e agosto do mesmo ano também foram instalados dois inclinômetros para o monitoramento geotécnico do talude (IN 2 e IN 3).



Figura 16 - Etapa de execução da 1ª fase de terraplenagem (CCR - 2006)

Durante a execução da terraplenagem foi possível localizar um topo rochoso que não estava previsto no projeto, a composição do terrapleno contava com a presença de uma rocha com diversas fendas e também rocha decomposta. Segundo as análises realizadas pela CCR em 2006, essas fendas preenchidas com água funcionavam como um potencial fator para as movimentações que estavam ocorrendo.

Em agosto de 2007, foi realizada nova campanha de instrumentação, tendo em vista que o primeiro grupo de inclinômetros instalados (IN 2 e IN 3) foram destruídos pela elevada movimentação do maciço. Sendo assim foram instalados os inclinômetros IN2A e IN3A. No entanto as movimentações continuaram, fato esse que também ocasionou o rompimento dos inclinômetros instalados na segunda campanha de monitoramento (IN2B e IN3B). Uma terceira campanha de inclinômetros foi implantada no local (IN2C, IN3C IN04 E IN05) aos quais se tem registros de leitura do período entre julho de 2009 e fevereiro de 2021.

Quanto à drenagem do maciço, foram realizadas várias intervenções através da instalação de Drenos Horizontais Profundos (DHP's). De início foram instalados 11 DHP's (Figura 17) no pé do talude (2007) com o objetivo de rebaixar a carga hidráulica existente no maciço, no entanto a movimentação do talude ocasionou a perda da funcionalidade dos dispositivos, sendo os mesmos "engolidos" pelo terrapleno à medida que as movimentações foram avançando.



Figura 17 – Instalação de 11 DHP's no pé do talude (CCR - 2007)

Após novos estudos realizados pela concessionária na área do talude constatou-se a necessidade de novas intervenções. Em agosto de 2009, foi realizada a implantação de 3 DHPs (comprimentos de 40 metros) no sítio situado do lado oposto da rodovia no sentido Região dos Lagos.

Afim de potencializar a eficiência da drenagem subsuperficial do maciço em outubro e novembro de 2011 foi feita a Instalação de mais 15 DHPs, com comprimentos de 70 metros, também com saída no sítio as margens da rodovia.

Em janeiro de 2017 houve uma campanha de instalação de outros 6 drenos profundos, sendo 3 ainda no pé do talude de aterro no lado oposto da rodovia e 3 drenos no pé do talude no lado sul da rodovia.

A Figura 18 a Figura 20 apresentam algumas fases do talude desde o início das movimentações e das intervenções.



Figura 18 - Localização do Talude (Google Earth - 2018)



Figura 19 – Vista geral do Talude (Imagens de drone - 2020)



Figura 20 - Vista geral do Talude após as intervenções de 2021 (Imagens de drone)

3.2 Cronologia

A fim de se compreender todas as intervenções que foram realizadas no talude do Km 15+700 ao longo dos anos, a Tabela 3 apresenta um resumo dos acontecimentos e serviços executados, organizados em ordem cronológica.

Tabela 3 – Cronologia de indícios de movimentações e intervenções

DATA	ACONTECIMENTO / INTERVENÇÃO
2005	Primeiras evidências de movimentação do talude: presença de fendas.
Mar/Abr de 2006	Estabilização (1º fase – 1º etapa) - MJRE
Jul/Ago de 2006	Sondagens e Instalação dos Inclinômetros IN-2 e IN-3 - EPT
Nov/Dez de 2006	Estabilização (1ª fase – 2ª etapa) – Retaludamento – MJRE
Mar/Abr de 2007	Instalação de 11 DHP's no pé do talude – SEEL
Ago/Out de 2007	Instalação dos inclinômetros IN-2A e IN-3A – EPT
Jul de 2009	Instalação dos inclinômetros IN-2B e IN-3B – EPT
Ago de 2010	Instalação de 3 DHP's no Sítio Beija-Flor – EPT
Out/Nov de 2011	Instalação de 15 DHP's no Sítio Beija-Flor e execução de 3 furos de sondagem – EPT
Mar/Abr de 2013	Execução de 4 sondagens mistas, 4 piezômetros e INAs – PBS
Abr de 2013	Execução de estudo Geométrico (Geofísica)
Jan de 2017	Instalação de 3 DHP's no Sítio Beija-Flor, 3 DHP's no pé do talude e vala drenante sob a sarjeta – Wyde
Jul de 2020	Constata-se movimentações significativas no maciço
Mar de 2021	Constatou-se a ruptura dos tubos de Inclinômetros devido a movimentações
Mai/Jun de 2021	Entrega das duas cortinas atirantadas executadas no local
Jun de 2021	Foram instalados novos Inclinômetros
Jun de 2021	Foram instalados Indicadores de Nível d'água
Jun de 2021	Foram instalados Marcos Superficiais e Alvos Topográficos afim de monitorar movimentações no maciço e na cortina implantada

Os indícios de movimentações começaram a ser registrados no ano de 2005 e perduraram inclusive durante a implantação das cortinas atirantadas, atual solução do problema. Entre os indícios, pode-se citar, trincas nas canaletas, movimentação do talude em relação aos DHPs, entre outros. As Figura 21a e Figura 21b evidenciam as patologias em diferentes fases do monitoramento da área, enquanto as Figura 22a e Figura 22b mostram os indícios de movimentação observados pelos drenos.



Figura 21a e 21b – Trincas em canaletas fotografadas em 2012 e 2020



Figura 22a e 22b – Movimentações de DHP em relação a base do talude fotografadas em 2012 e 2020

No âmbito da mitigação dos deslocamentos mediante a implementação de operações de terraplanagem, é factível afirmar que a solução potencializou os efeitos da movimentação, uma vez que o procedimento resultou na diminuição da força normal exercida no talude.

3.3 Descrição Geológica

A geologia da área é composta por uma cobertura sedimentar quaternária, composta de depósitos atuais, como solos residuais e transportados, já o substrato é formado pelo Complexo Paraíba do Sul, formada por granitos e gnaisses. A

paisagem original foi parcialmente modificada durante a execução das obras de terraplenagem.

De forma a obter dados mais completos sobre as características do subsolo local, foi realizado no ano de 2016, um estudo Geofísico na encosta. Esse tipo de estudo consiste na introdução de eletrodos no terreno para a emissão de correntes elétricas artificiais. A partir da propagação dessas correntes entre os eletrodos, é possível definir o tipo de material de acordo com a sua condutividade. Em geral, a propagação de corrente elétrica em solos e rochas se dá devido ao deslocamento de íons dissolvidos na água contida nos poros e fissuras.

Os ensaios geoeletricos indicaram quatro camadas existentes no maciço, duas correspondem ao material mais superficial, variando entre solo transportado e solo residual/alteração de rocha e as outras duas camadas correspondem a material rochoso, variando entre alteração e rocha sã. Foi possível identificar a presença de matacões e blocos entre as camadas.

De acordo com a campanha de ensaios Geofísicos foi realizada a classificação geral das camadas identificadas da seguinte forma:

- 1ª camada: Solo Transportado – diversas composições, principalmente por solo de alteração + material rochoso;
- 2ª camada: Solo Alteração / Rocha Alterada Mole – material siltico-arenoso a saibroso;
- 3ª camada: Rocha Alterada Dura – Complexo Paraíba do Sul, granitos e gnaisses;
- 4ª camada: Rocha Sã – Complexo Paraíba do Sul, granitos e gnaisses;

3.4 Instrumentação implantada

3.4.1 Inclinometria

Durante um período de 15 anos (2006 a 2021), houveram algumas campanhas de monitoramento que utilizaram inclinômetros para a avaliação de possíveis

deslocamentos horizontais do terrapleno. Devido à movimentação constante do maciço, alguns inclinômetros foram rompidos e substituídos por nova campanha. Dessa forma, o presente estudo pretende utilizar os dados dos inclinômetros que se mantiveram ativos por um maior período de tempo, sendo eles pertencentes às campanhas B (antes da cortina) e C (após a cortina).

As leituras foram efetuadas em duas direções ortogonais entre si, denominadas direção principal “A” e direção secundária “B”, sendo a primeira aquela de maior probabilidade de movimentação do talude.

A Figura 23 ilustra a direção dos eixos do tubo-guia em relação as cortinas implantadas. É considerado como eixo A o eixo completamente perpendicular à via, ou perpendicular a tendência de movimento que se deseja monitorar, e o eixo B perpendicular ao eixo A.

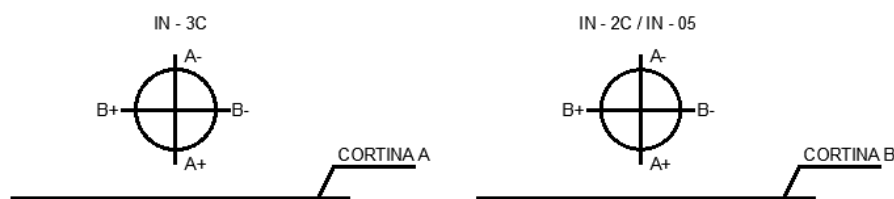


Figura 23 – Direção dos eixos de Inclinômetros

Para fins do presente trabalho as comparações de deslocamentos horizontais utilizarão os dados da direção A, ou seja, a direção perpendicular à via, a qual se observou maiores indícios de movimentações.

- Programa de inclinometria anterior a implantação das cortinas atirantadas

Durante o processo que identificou a tendência de movimentação no talude, a campanha de instrumentação com uso de inclinômetro mantida por mais tempo e conseqüentemente a com maior banco de dados foi o programa de inclinometria implantado antes da cortina, com registro de leituras entre 2009 e 2021. Tal campanha foi interrompida no ano de 2021, já durante o período de execução da

obra de implantação das cortinas atirantadas, a interrupção se deve a uma descontinuidade percebida no tubo guia, que indicou uma movimentação do talude e consequentemente a perda do inclinômetro.

Para a seção de análise adotada no presente trabalho considerou-se como representativo (para a fase antes da implantação da cortina) o Inclinômetro 3B, cuja locação está representada na Figura 24 e os gráficos de deslocamentos horizontais são apresentados na Figura 25 e Figura 26.

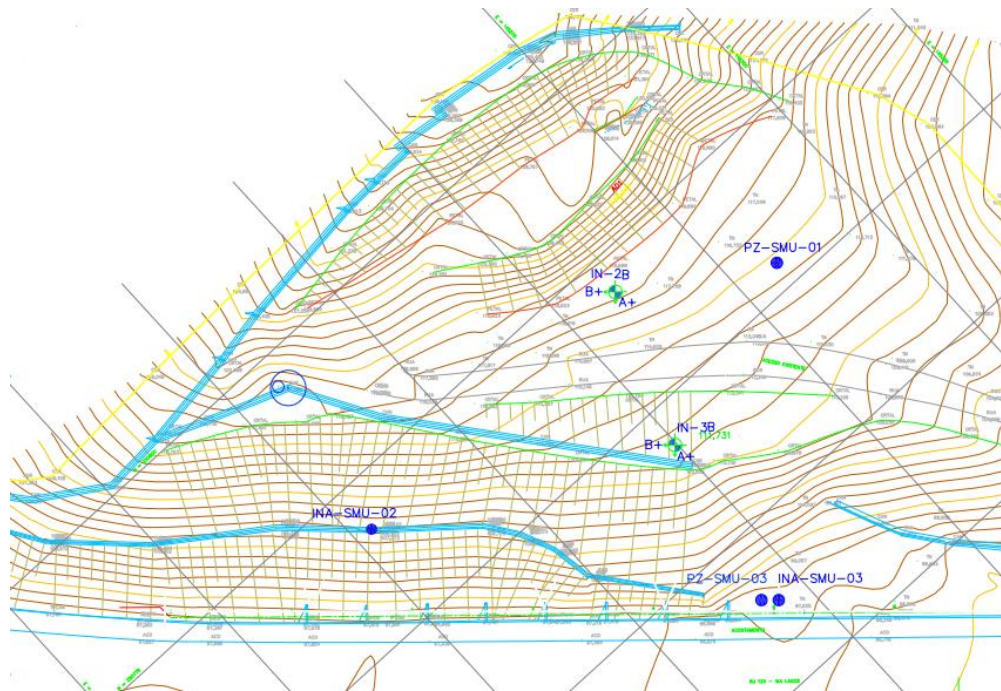


Figura 24 – Locação da campanha de instrumentação anterior a cortina (Latina - 2021)

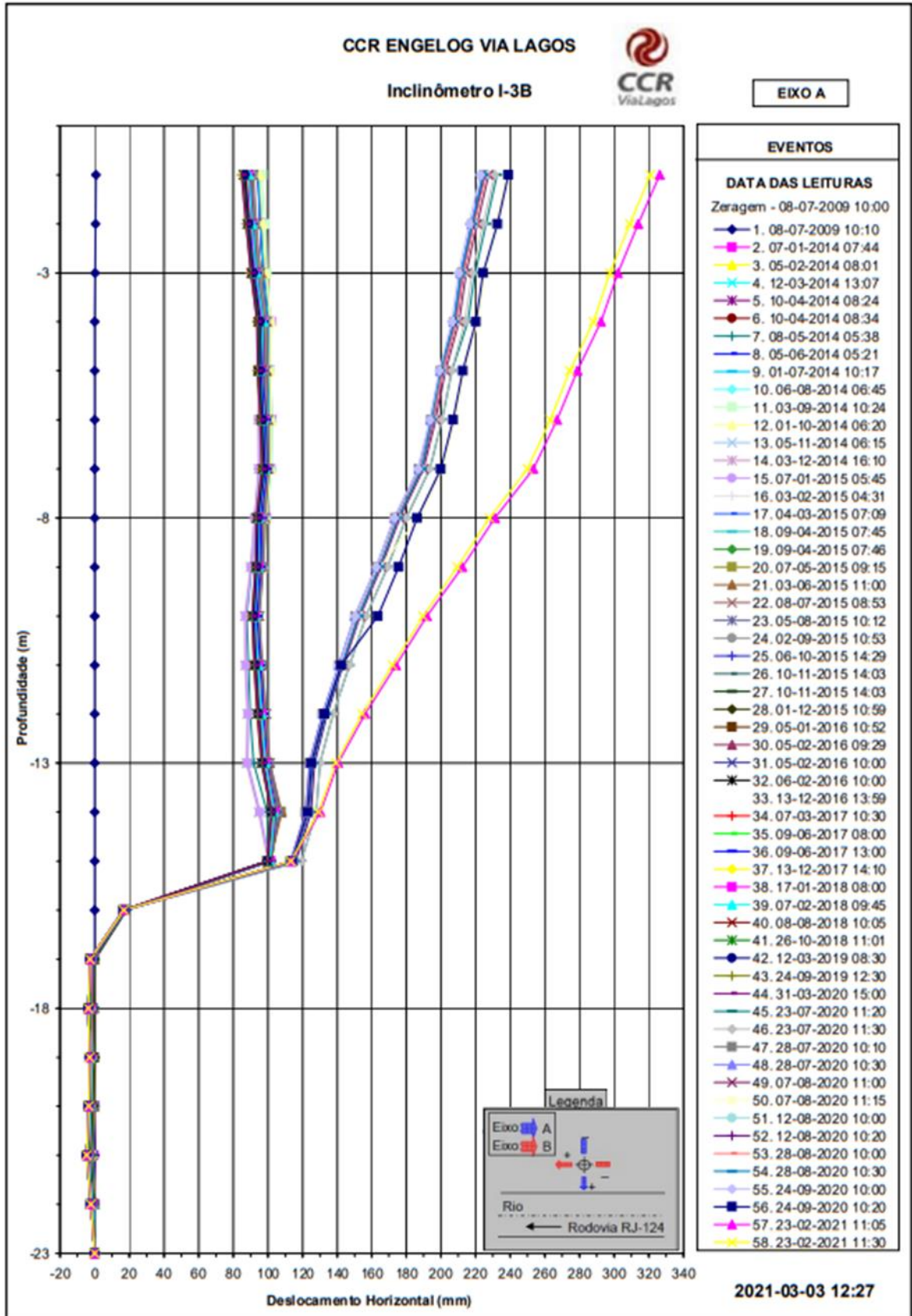


Figura 25 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3B - Eixo A (Latina - 2021)

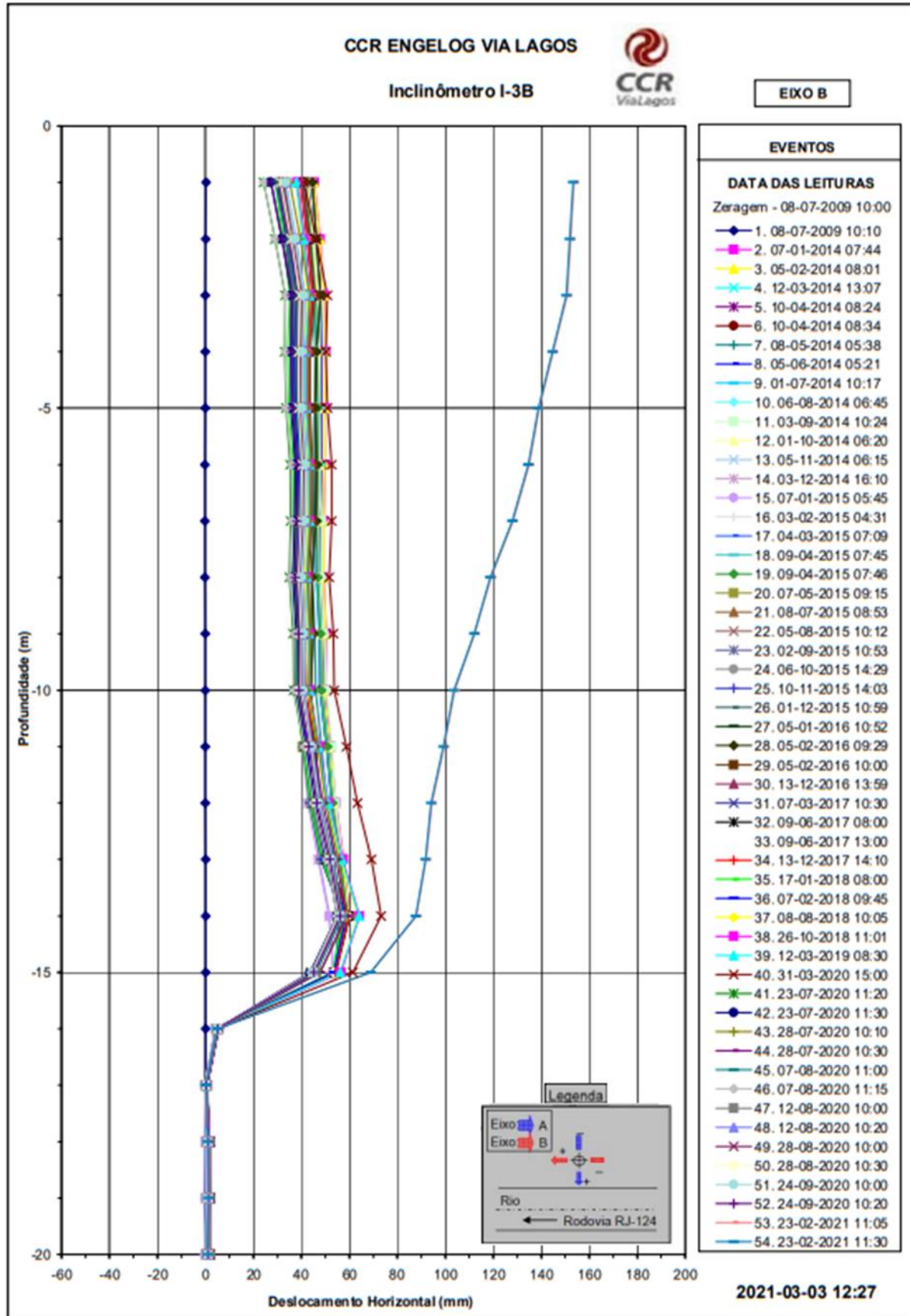


Figura 26 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3B - Eixo B (Latina - 2021)

A variabilidade no comportamento dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo pode ser associada às fases de intervenção implementadas no local de estudo. É conhecido que, por um período, os drenos horizontais profundos demonstraram resultados satisfatórios na redução da poropressão no maciço, resultando na minimização dos deslocamentos. No entanto, ao longo da interpretação cronológica fornecida, observou-se comprometimento na eficácia operacional dos drenos horizontais profundos.

- Programa de inclinometria posterior à implantação das cortinas atirantadas

No programa de monitoramento geotécnico implantado no local após a conclusão das obras das cortinas atirantadas foram instalados 4 inclinômetros, conforme a Figura 27. Tal campanha teve como objetivo substituir os inclinômetros perdidos pertencentes à campanha B. Os gráficos de deslocamentos horizontais obtidos através das leituras dos inclinômetros estão na Figura 28 e na Figura 29.

Para representar a seção de análise estudada após a implantação da cortina foi admitido como representativo o inclinômetro 3C.



Figura 27 – Localização dos Inclinômetros

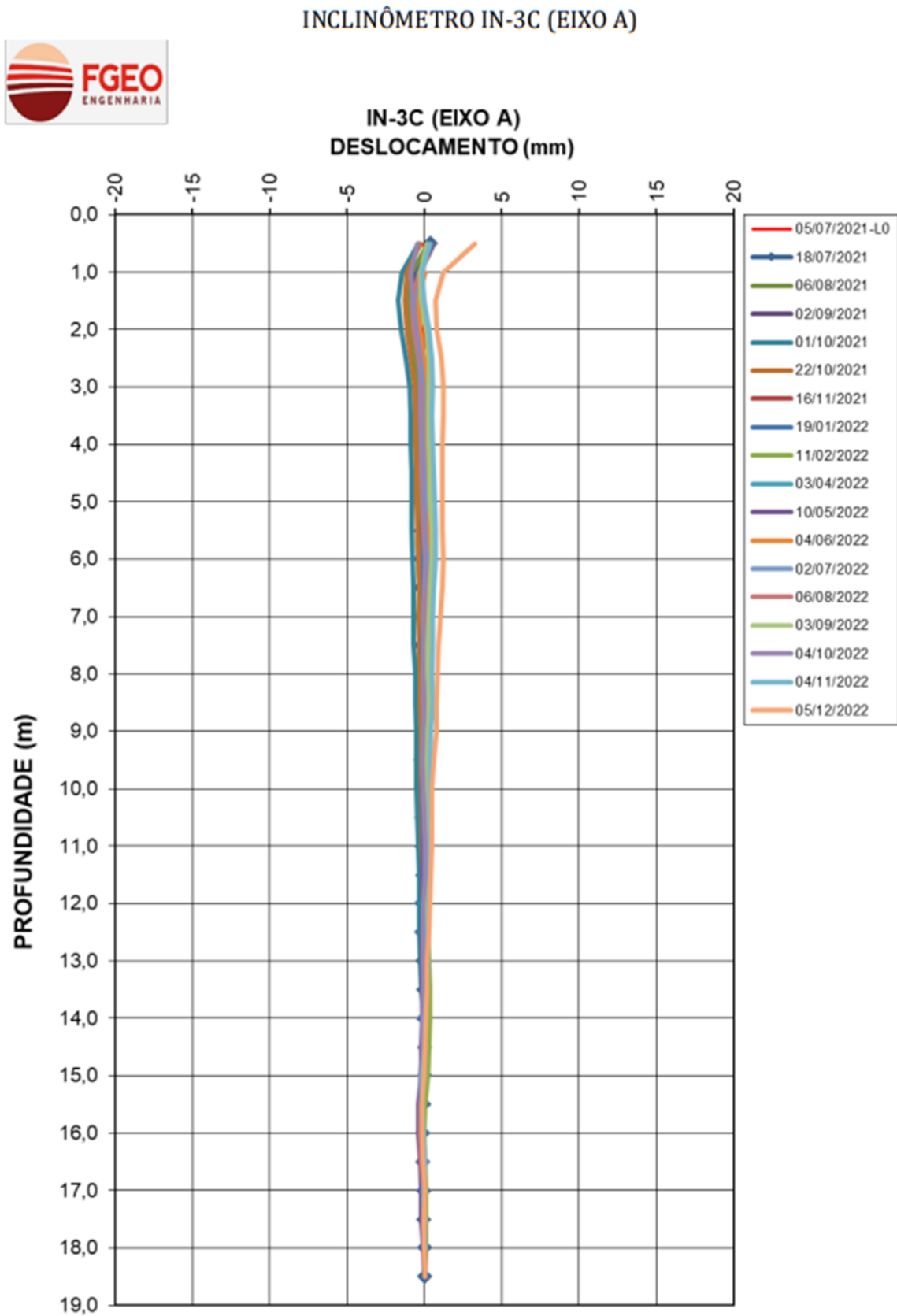


Figura 28 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3C - Eixo A (FGEO - 2022)

INCLINÔMETRO IN-3C (EIXO B)

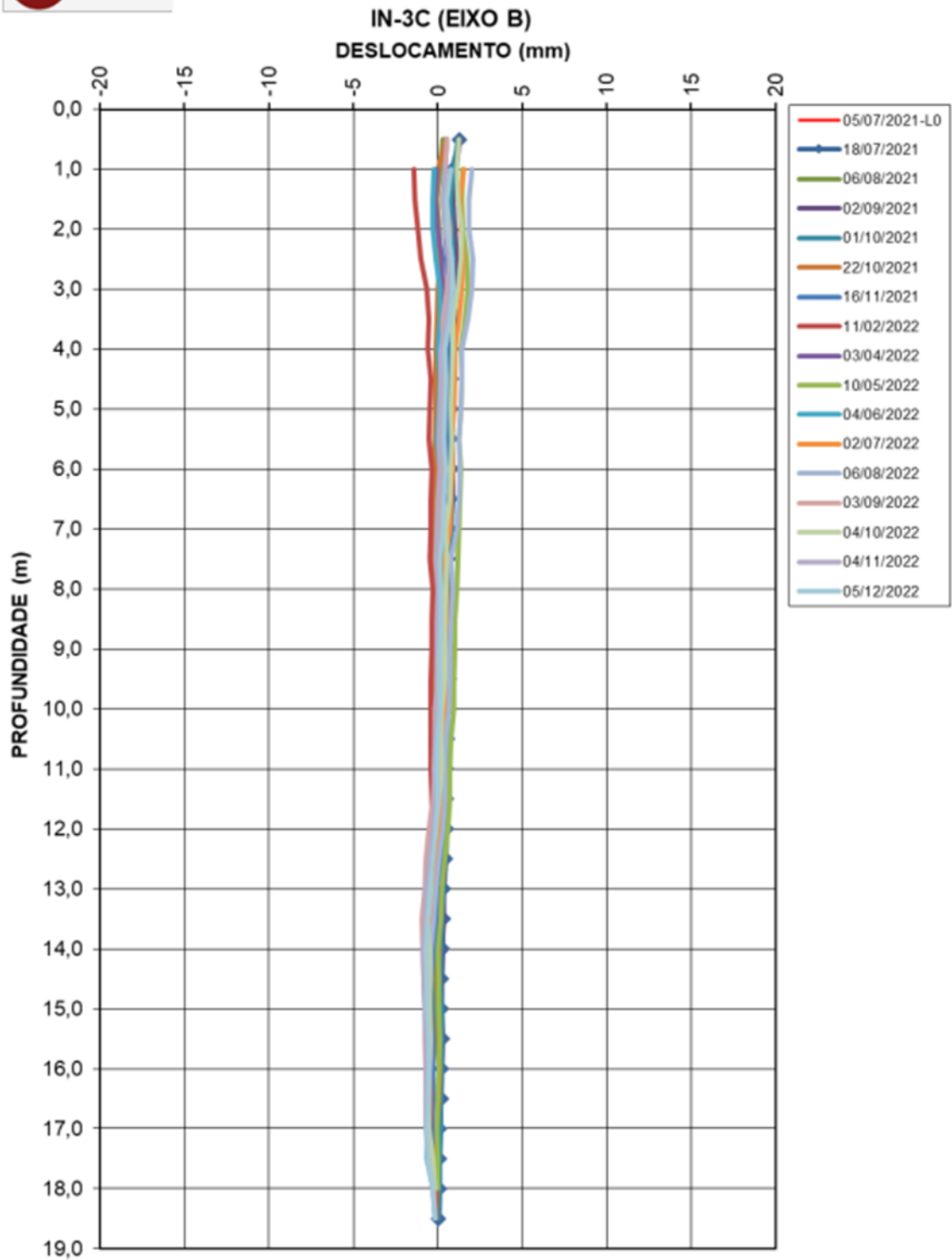


Figura 29 – Gráfico de deslocamentos horizontais do inclinômetro 3C - Eixo B (FGEO - 2022)

A campanha de leituras dos inclinômetros instalados após a implantação das cortinas atirantadas durou cerca de dezessete meses (período entre 05/07/2021 e 05/12/2022), onde foram realizadas leituras mensais com o objetivo de avaliar possíveis tendências de deslocamentos horizontais. Ao contrário das campanhas de leituras realizadas antes da implantação da cortina, o programa de monitoramento foi pausado por ausência de movimentações relevantes e não pelo rompimento dos instrumentos ocasionado pela movimentação do maciço.

3.4.2 Interpretação dos Indicadores de Nível d'água

- Programa de INA's anterior à implantação das cortinas atirantadas

Durante o programa de monitoramento do lençol freático realizou-se a leitura de dois Indicadores de Nível d'água (INA 2B e INA 3B) locados dentro dos tubos guias dos respectivos inclinômetros (IN-2B e IN-3B). As leituras foram realizadas entre 2010 e 2020 e estão representadas na Figura 30.

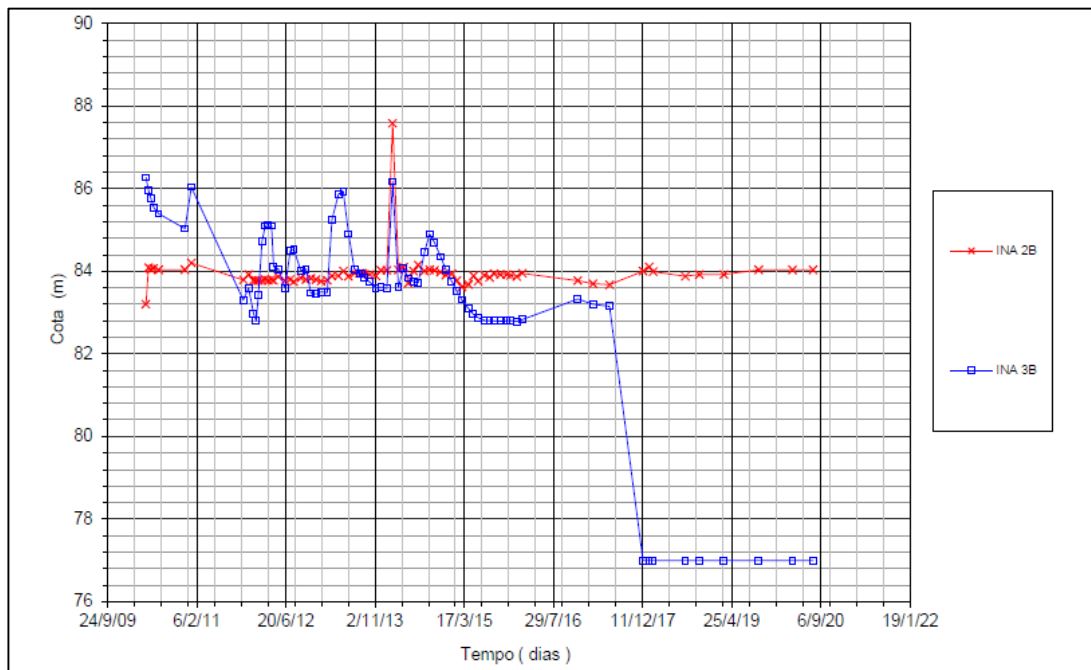


Figura 30 – Leitura dos INA's dentro dos Inclinômetros (Latina, 2020)

Nota-se que existe uma queda no nível d'água em 2017 que pode ser atribuída e correlacionada com a instalação dos Drenos Horizontais Profundos no Sítio Beija Flor, localizado do outro lado da rodovia.

Da mesma maneira que o inclinômetro 3B foi designado como representativo para a seção de análise, o INA 3B é identificado como representativo para o nível d'água na referida seção, tendo em vista que a locação dos mesmos coincide. Ao longo do intervalo de leituras, uma oscilação de 2 metros no nível d'água foi registrada. Como evidenciado nos dados de leitura fornecidos, e apresentados na Tabela 4, essa variação foi constatada entre os dias 25/10/2011 e 23/02/2012. É importante notar que este período abrange predominantemente a estação de verão, caracterizada pela manifestação de significativos índices pluviométricos.

Tabela 4 - Leitura do INA 3B entre abril de 2010 e fevereiro de 2012 (Latina, 2020)

Data/Hora	INA 3B - CORTINA A				
	Boca	Instala	Nivel	Prof.	Colun
27/04/2010 00:00	100,000	77,00	86,27	13,73	9,270
12/05/2010 10:20	100,000	77,00	85,95	14,05	8,950
25/05/2010 09:40	100,000	77,00	85,76	14,24	8,760
08/06/2010 08:50	100,000	77,00	85,55	14,45	8,550
07/07/2010 09:50	100,000	77,00	85,39	14,61	8,390
01/12/2010 10:00	100,000	77,00	85,03	14,97	8,030
06/01/2011 10:00	100,000	77,00	86,04	13,96	9,040
25/10/2011 10:00	100,000	77,00	83,30	16,70	6,300
24/11/2011 10:00	100,000	77,00	83,60	16,40	6,600
21/12/2011 10:00	100,000	77,00	82,97	17,03	5,970
04/01/2012 10:00	100,000	77,00	82,80	17,20	5,800
17/01/2012 10:00	100,000	77,00	83,41	16,59	6,410
07/02/2012 10:00	100,000	77,00	84,72	15,28	7,720
23/02/2012 15:50	100,000	77,00	85,10	14,70	8,100

Com o propósito de avaliar o impacto desencadeado por essa variação no nível d'água, foram adotados os dois valores em destaque nos modelos examinados prévios à implementação da estrutura de contenção.

- Programa de INA's posterior à implantação das cortinas atirantadas

Quanto às variações de Nível d'água após a implantação da cortina teve-se como base as variações obtidas através de um novo programa de instrumentação com Indicadores de Nível d'água instalados após a construção da cortina. As leituras foram realizadas durante o período de 06/07/2021 até 06/11/2022. Os dados de variações das profundidades do lençol freático ao longo do tempo nos dois INA's existentes no local de interesse são apresentadas na Figura 31 e na Figura 33, e de modo a facilitar o entendimento cronológico são apresentados graficamente na Figura 32 e na Figura 34.

De acordo com a locação dos Indicadores de Nível d'água foram admitidas como representativas para as duas cortinas as leituras obtidas a partir do INA 2.

	CLIENTE: CONCESSIONÁRIA VIALAGOS			
	OBRA: INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS			
	LOCAL: KM 15+700 - RJ 124 - RIO BONITO - RJ			
VISTO:		APROV:		DATA DA INSTALAÇÃO: 21-06-2021
N: 250767,903		E: 145263,601		COTA DO TERRENO: 118,399
PLANILHA / GRÁFICO DE LEITURAS - INDICADOR DE NÍVEL D'ÁGUA - INA - 01				
INA	DATA DAS LEITURAS	HORÁRIO	CLIMA	NÍVEL D'ÁGUA (M)
01	06/07/2021	13:00:00	BOM	15,14
01	19/07/2021	10:29:00	BOM	15,32
01	06/08/2021	11:47:00	BOM	15,25
01	03/09/2021	11:46:00	BOM	14,38
01	01/10/2021	08:45:00	BOM	14,74
01	22/10/2021	12:14:00	BOM ¹	13,62
01	16/11/2021	15:46:00	BOM ²	13,70
01	19/01/2022	10:26:00	BOM ²	13,77
01	11/02/2022	09:51:00	BOM	15,10
01	10/03/2022	00:00:00	BOM	14,10
01	04/04/2022	00:00:00	BOM	13,56
01	04/05/2022	00:00:00	BOM	13,77
01	04/06/2022	00:00:00	BOM	14,20
01	02/07/2022	00:00:00	BOM	14,16
01	06/08/2022	00:00:00	CHUVA	14,26
01	03/09/2022	00:00:00	BOM	14,57
01	04/10/2022	00:00:00	CHUVA	13,80
01	04/11/2022	00:00:00	BOM	13,68
01	05/12/2022	00:00:00	BOM	13,82
¹ Chuva nos dias anteriores ² Leitura após semanas chuvosas				

Figura 31 – Dados de leituras do INA 1

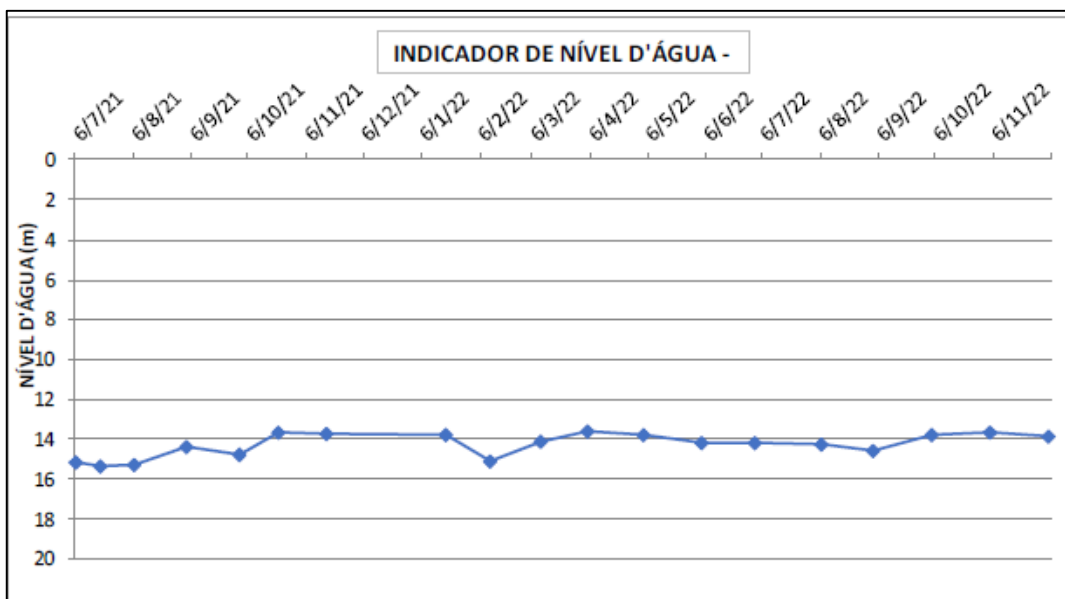


Figura 32 – Gráfico de variação de Nível d'água (INA 1)

	CLIENTE: CONCESSIONÁRIA VIALAGOS			
	OBRA: INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS			
	LOCAL: KM 15+700 - RJ 124 - RIO BONITO - RJ			
VISTO:	APROV:	DATA DA INSTALAÇÃO: 21-06-2021		
N:250740,414	E:145256,01	COTA DO TERRENO: 111,677		
PLANILHA / GRÁFICO DE LEITURAS - INDICADOR DE NÍVEL D'ÁGUA - INA - 02				
INA	DATA DAS LEITURAS	HORÁRIO	CLIMA	NÍVEL D'ÁGUA (M)
02	06/07/2021	13:50:00	BOM	14,20
02	19/07/2021	10:18:00	BOM	14,66
02	06/08/2021	11:25:00	BOM	14,77
02	03/09/2021	11:38:00	BOM	14,95
02	01/10/2021	08:26:00	BOM	15,11
02	22/10/2021	12:55:00	BOM ¹	14,89
02	16/11/2021	15:31:00	BOM	13,86
02	19/01/2022	10:03:00	BOM ²	13,00
02	11/02/2022	09:33:00	BOM	14,30
02	10/03/2022	00:00:00	BOM	13,90
02	04/04/2022	00:00:00	BOM	12,90
02	04/05/2022	00:00:00	BOM	13,73
02	04/06/2022	00:00:00	BOM	14,10
02	02/07/2022	00:00:00	BOM	14,50
02	06/08/2022	00:00:00	CHUVA	14,90
02	03/09/2022	00:00:00	BOM	14,88
02	04/10/2022	00:00:00	CHUVA	15,00
02	04/11/2022	00:00:00	BOM	14,51
02	05/12/2022	00:00:00	BOM	13,76
¹ Chuva nos dias anteriores				
² Leitura após semanas chuvosas				

Figura 33 – Dados de leituras do INA 2

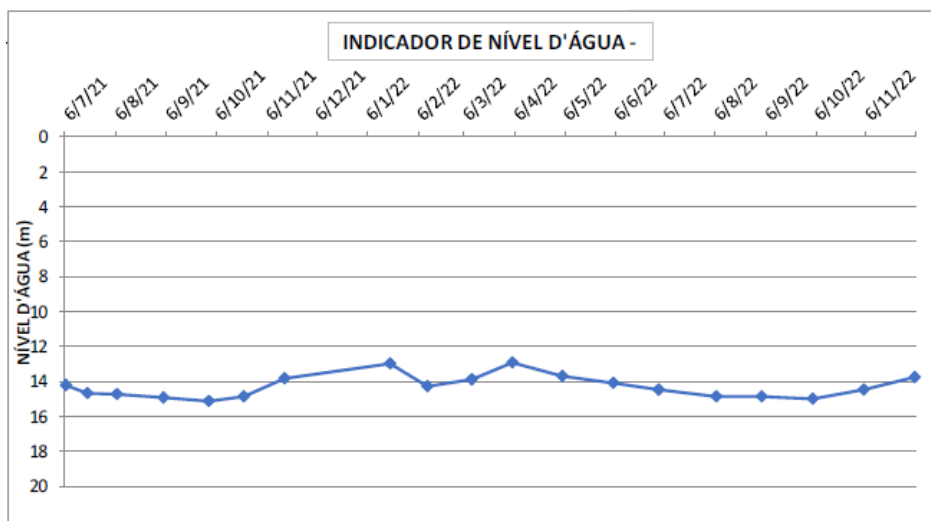


Figura 34 – Gráfico de variação de Nível d'água (INA 2)

3.4.3 Interpretação de Alvos Topográficos

A instrumentação com alvos topográficos proporciona uma visão precisa das deformações e deslocamentos de estruturas geotécnicas. A capacidade de medir e quantificar variações minuciosas no posicionamento de alvos topográficos oferece informações cruciais para avaliar a estabilidade e a resposta estrutural diante das cargas impostas pelo ambiente geotécnico.

Os alvos topográficos, frequentemente compostos por prismas retro-refletores ou outros dispositivos de reflexão, são instalados estrategicamente em pontos críticos das estruturas em análise. Através do uso de instrumentos de medição topográfica, como teodolitos eletrônicos ou estações totais, é possível determinar com precisão as variações tridimensionais no posicionamento dos alvos. Essas medições, realizadas ao longo do tempo, fornecem uma base sólida para análises de movimentações e deformações.

Após a implementação das cortinas atirantadas, procedeu-se à instalação de um total de 14 alvos topográficos, posicionados estrategicamente ao longo da superfície das faces das duas cortinas. Com o propósito de avaliar os deslocamentos registrados na cortina designada como Cortina A, a qual compreende a seção de interesse do estudo em questão, serão apresentados gráficos que

delineiam as variações de deslocamento ao longo de um período de 1 ano e 4 meses.

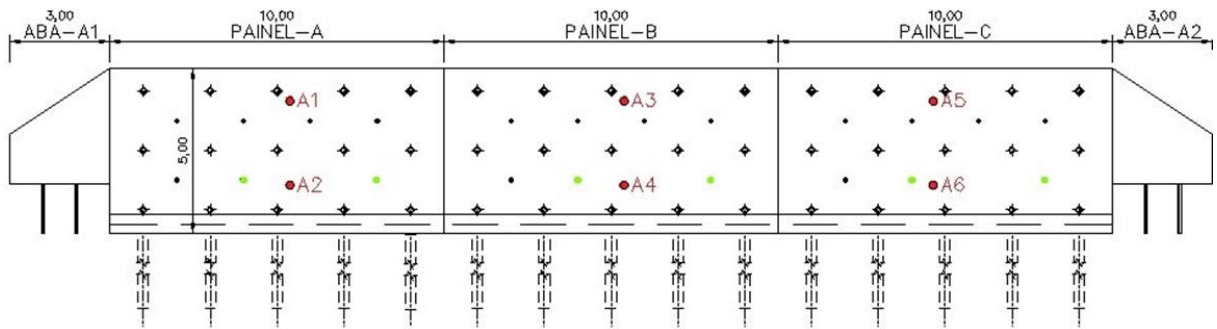


Figura 35 – Vista da Cortina A com locação dos alvos topográficos

Alvo Topográfico - ALV01

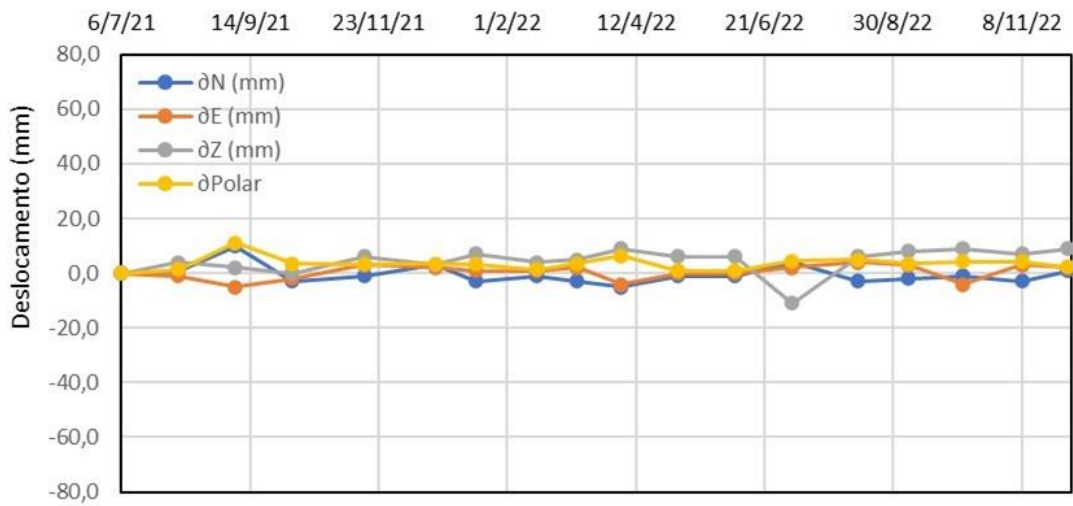


Figura 36 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 01

Alvo Topográfico - ALV02

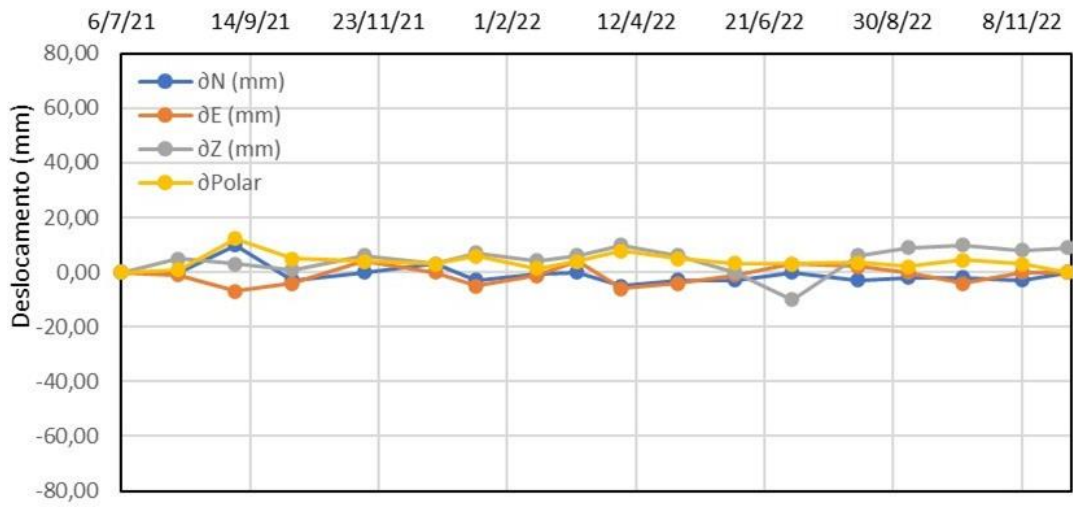


Figura 37 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 02

Alvo Topográfico - ALV03

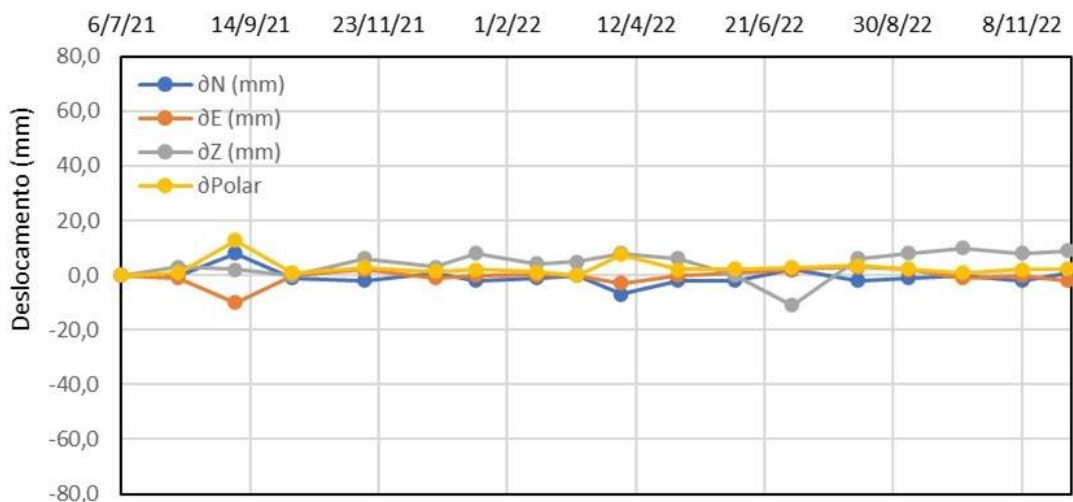


Figura 38 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 03

Alvo Topográfico - ALV04

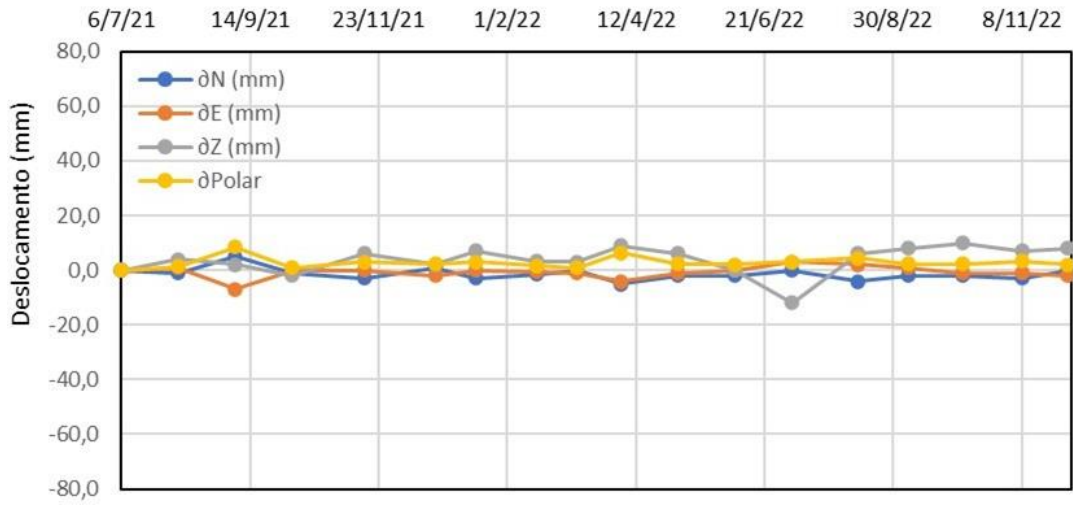


Figura 39 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 04

Alvo Topográfico - ALV05

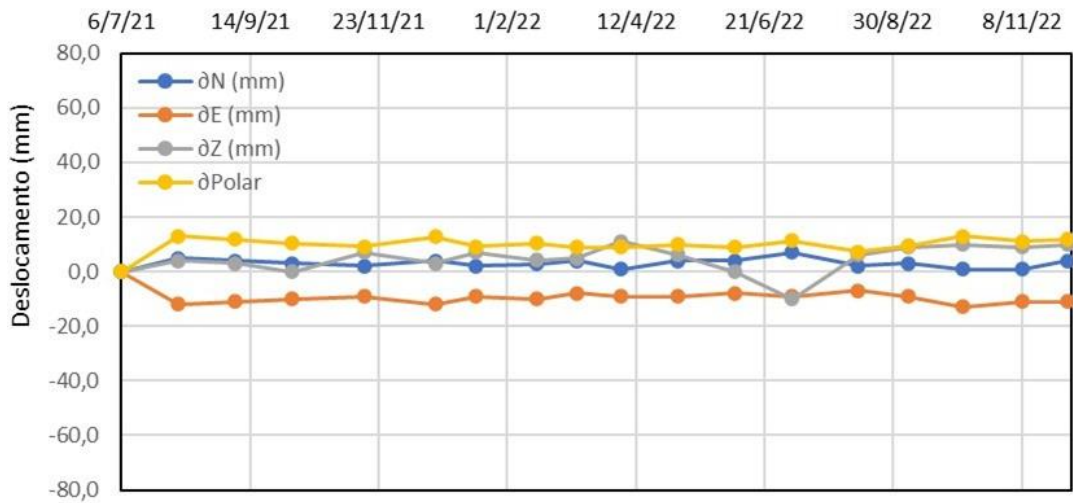


Figura 40 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 05

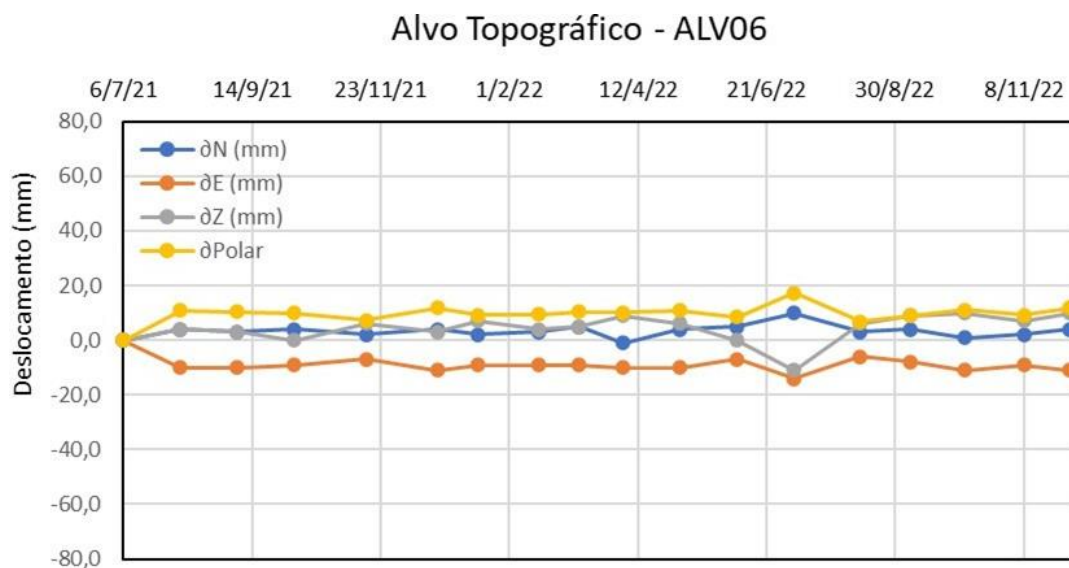


Figura 41 – Gráfico de deslocamentos lidos no Alvo Topográfico 06

De acordo com a análise das representações gráficas resultantes das observações efetuadas sobre os pontos de referência topográfica, subsequentemente à instauração da estrutura de contenção, é possível afirmar que não se verificaram quaisquer manifestações de deslocamentos de magnitude substancial. As flutuações registradas manifestam-se intrinsecamente enquadradas no espectro de variação admissível, sendo assimiladas enquanto manifestações oscilatórias inerentes às leituras topográficas.

3.4.4 Parâmetros adotados

Tão importante quanto definir os métodos de análises é definir os parâmetros representativos dos solos que compõem a estratigrafia do local. Durante todo o processo de movimentações do talude, fez-se necessário uma investigação geotécnica apurada do maciço. Sendo assim, os parâmetros geotécnicos utilizados foram estimados com base nas prospecções realizadas (sondagens exploratórias), ensaios de resistência ao cisalhamento e referências bibliográficas.

Mota (2014) apresentou, em seu estudo sobre o talude em questão, alguns resultados de ensaios de cisalhamento direto.

As amostras ensaiadas foram retiradas do local, com um amostrador do tipo Denison, e as perfurações foram executadas por meio de sondagem rotativa mista.

De cada amostra, foram moldados 8 (oito) corpos de prova, sendo que 4 (quatro) foram ensaiados sob condições submersa em água, e 4 (quatro) sob condições de umidade ótima (natural).

As amostras foram retiradas de uma profundidade média de 15,0 m na camada correspondente à alteração de rocha. Os gráficos representativos são expostos na Figura 42 a Figura 45.

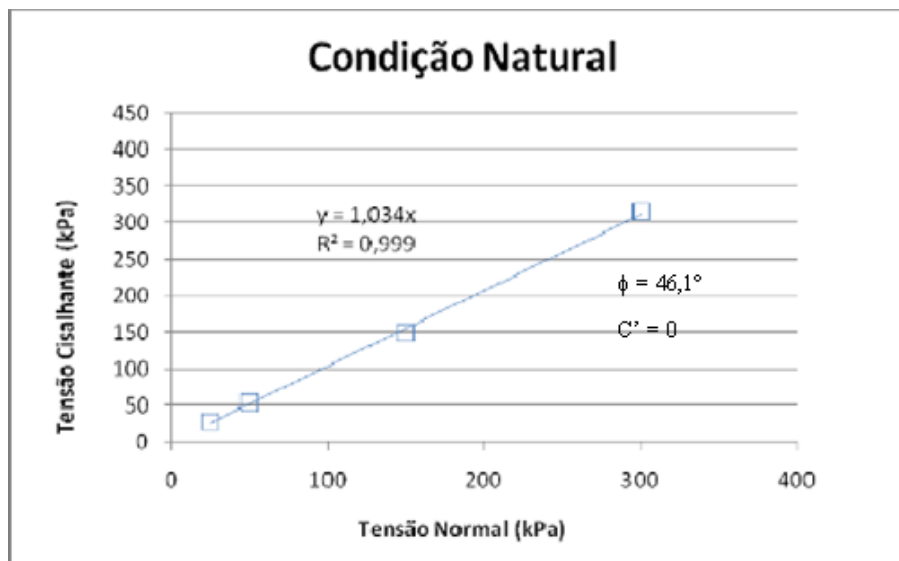


Figura 42 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob condição natural

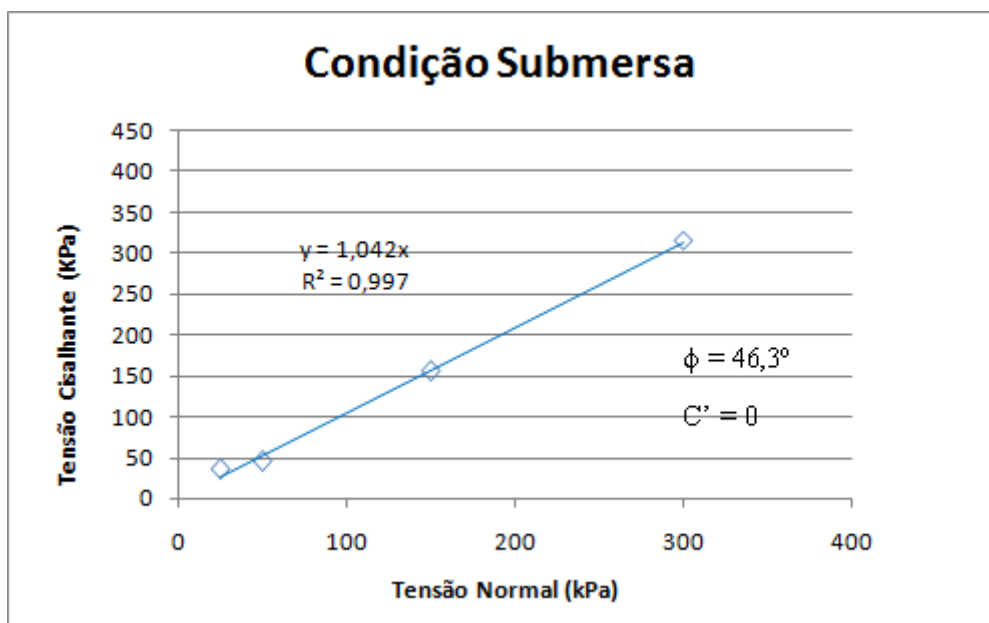


Figura 43 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob condição submersa

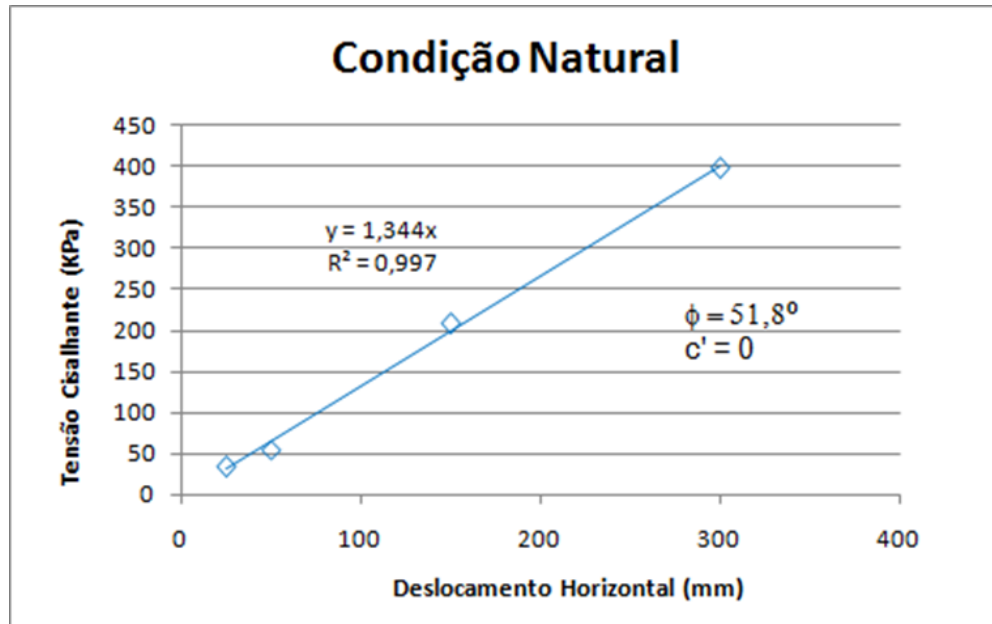


Figura 44 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 2 sob condição natural

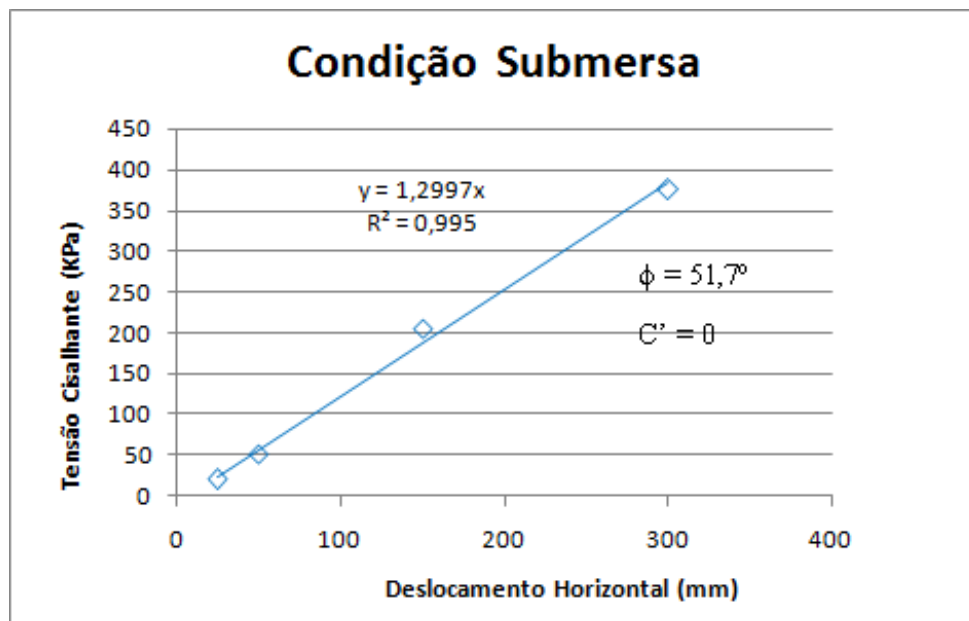


Figura 45 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 2 sob condição submersa.

Quanto aos parâmetros de deformabilidade (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson), foram adotadas correlações com os resultados de sondagens SPT. O Módulo de Deformabilidade (E) é um parâmetro de entrada com alta relevância em investigações voltadas à análise de deformações que empregam o comportamento tensão-deformação. Este parâmetro estabelece, em termos

conceituais, uma relação entre o grau de deformação elástica manifestado sob uma determinada tensão à qual o material é exposto.

- **Peso Específico**

Para o solo silto-argiloso foi utilizada a correlação proposta por Godoy (1972) expressa na Tabela 5.

Tabela 5 - Correlações para solos argilosos Godoy (1972)

SOLOS ARGILOSOS		
NSPT	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥20	Dura	21

Para o solo residual e para o material classificado como alteração de rocha foi utilizado como base para valores de peso específico as correlações propostas por Joppert (2007) conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Correlações para parâmetros (Joppert, 2007)

Tipo de solo	Faixa Nspt	Módulo de elasticidade (kPa)	Peso específico		Ângulo de atrito	Coesão efetiva (kPa)
			Natural (kN/m ³)	Saturado (kN/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0-4	20000-50000	17	18	25°	-
	5-8	40000-80000	18	19	30°	-
	9-18	50000-100000	19	20	32°	-
	19-41	80000-150000	20	21	35°	-
	≥41	16000-20000	20	21	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0-4	20000	17	18	25°	0
	5-8	40000	18	19	28°	5
	9-18	50000	19	20	30°	8
	19-41	100000	20	21	32°	10
Argila porosa vermelha e amarela	0-2	2000-5000	15	17	20°	8
	3-5	5000-10000	16	17	23°	15
	6-10	10000-20000	17	18	25°	30
	≥10	20000-30000	18	19	25°	30 a 70
Argila siltosa pouco arenosa	0-2	1000	17	18	20°	8
	3-5	1000-2500	18	19	23°	15
	6-10	2500-5000	19	19	24°	20
	11-19	5000-10000	19	19	24°	30
	20-30	30000-100000	20	20	25°	40
	≥30	100000-150000	20	20	25°	50
Argila arenosa pouco siltosa	0-2	5000	15	17	15°	10
	3-5	5000-15000	17	18	15°	20
	6-10	15000-20000	18	19	18°	35
	11-19	20000-35000	19	19	20°	50
	≥20	35000-50000	20	20	25°	65
Turfa / argila orgânica	0-1	400-1000	11	11	15°	5
	2-5	1000-1500	12	12	15°	10
Silte arenoso pouco argiloso	5-8	8000	18	19	25°	15
	9-18	10000	19	20	26°	20
	19-41	150000	20	20	27°	30
	≥41	200000	21	21	28°	50

- Coesão e ângulo de atrito

Para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito foram utilizados como valores bases o resultado de correlações propostas por Joppert (também expressas

na Tabela 6 para o solo residual e para a camada de silte argiloso, enquanto para o solo classificado como rocha alterada foram utilizados os dados de ensaio de cisalhamento direto.

- Coeficiente de Poisson

Para os valores de coeficiente de Poisson, foram utilizados os valores de pesquisas propostos por Cintra e Aoki (2010) e Braja (2007), conforme Tabela 7.

Tabela 7 – Valores de coeficiente de poisson (Adaptado de Cintra e Aoki, 2010 e Braja, 2007)

Coeficiente de Poisson		
Cintra J. C , Aoki N - 2010 - Fundações diretas- pag 93		
areia pouco compacta	0,2	
areia compacta	0,4	
silte	0,3	0,5
argila saturada	0,4	0,5
argila não saturada	0,1	0,3
Braja, M. Das 6ª Edição - 2007 - pg 247		
Areia fofa	0,2	0,4
Areia média	0,25	0,4
Areia compacta	0,3	0,45
Areia siltosa	0,2	0,4
Argila mole	0,15	0,25
Argila média	0,2	0,5

- Módulo de Elasticidade

Para o módulo de elasticidade, importante parâmetro para as análises de deslocamentos horizontais foi utilizada a correlação proposta por Teixeira e Godoy (1996), que propõe o seguinte cálculo em função no N_{SPT} :

$$E = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3)$$

Onde K e α são coeficientes empíricos dados pela Tabela 8 em função do tipo de solo.

Tabela 8 – Coeficientes de α e K (Teixeyra e Godoy, 1996)

Material	K	α
Areia com pedregulho	1,1	3
Areia	0,9	
Areia Siltosa	0,7	
Areia Argilosa	0,55	
Silte Arenoso	0,45	5
Silte	0,35	
Silte Argiloso	0,25	
Argila Arenosa	0,3	7
Argila Siltosa	0,2	

No que concerne à determinação do módulo de elasticidade (E) adotado como referência para as análises em questão, a calibração foi efetuada com base nos dados obtidos a partir dos resultados de inclinometria disponíveis.

Por fim, os parâmetros do solo e correlações empregados no âmbito do presente estudo estão sumarizados na Tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros adotados

Material	γ nat (kN/m ³)	FONTE	C' (kPa)	FONTE	ϕ	FONTE	Poisson	FONTE	Módulo de Young (kPa)	FONTE
Solo residual (areia siltosa)	19	Joppert (2007)	0	Joppert (2007)	32	Joppert (2007)	0,3	Braja, M. Das 6ª Edição - 2007 - pg 247	63000	Teixeira e Godoy (1996)
Silte argiloso	17	Godoy (1972)	10	Joppert (2007)	24	Joppert (2007)	0,3	Cintra J. C, Aoki N - 2010 - Fundações diretas- pag 93	10000	Teixeira e Godoy (1996)
Rocha Alterada	21	-	0	Ensaio	45	Ensaio	0,3	Braja, M. Das 6ª Edição - 2007 - pg 247	132000	Teixeira e Godoy (1996)

- Parâmetros da cortina

A estratégia de estabilização geotécnica adotada, que envolve a implementação de cortina atirantada, é caracterizada pela utilização de tirantes compostos por cordoalha contendo 7 fios dispostos. A malha de tirantes em questão é composta por espaçamento de 2 metros na horizontal e 1,8 metros na vertical. Os

detalhes pertinentes ao projeto são disponibilizados de na Tabela 7, enquanto os valores dos parâmetros de projeto empregados para viabilizar as análises estão consignados na Tabela 11.

Tabela 10 – Dados de projeto dos tirantes

CORTINA	LINHA	QTDE (UNID.)	COMPRIMENTO ESTIMADO (POR TIRANTE)		Trecho Perfurado Estimado - por tirante (m)		
			COMP. LIVRE (m)	COMP. ANCORADO (m)	Solo	Rocha Alterada	Rocha Sã
A	1	15	22	8	13	9	8
	2	15	18	8	10	8	8
	3	15	14	8	7	7	8

Tabela 11 – Características da ancoragem

ANC.	TIPO DO AÇO	FORNECEDOR	Nº CABO / BITOLAS	QTD	DIAM. PERF. (mm)	INCLINAÇÃO COM A HORIZONTAL	CARGA DE TRAB. (kN)	CARGA DE INCORP. (kN)	CARGA DE ESC. (kN)	CARGA DE RUP. (kN)
T1 A T45	CORDOALHA	CP-190-RB	7 ϕ 1/2"	45	100	20°	600	480	135	150

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Com o objetivo de estabelecer a descrição uniforme das circunstâncias que envolvem o caso analisado, tanto anterior como após a execução da estrutura de contenção, foi empregada a seção que possui a designação de projeto como EST 789+2,00.

4.1 Análises dos deslocamentos horizontais (MEF)

4.1.1 Anterior às Intervenções

As análises de deformações desenvolvidas buscaram, através de uma vertical conhecida (nesse caso, a vertical do inclinômetro), definir os deslocamentos ao longo da profundidade do maciço. Para tanto, os resultados numéricos foram comparados aos obtidos pela instrumentação. A Figura 46 mostra o modelo de análise utilizado enquanto a Figura 47 e a Figura 48 mostram os resultados das análises em busca de valores de deslocamentos horizontais com os diferentes níveis d'água estudados.

As condições de contorno do modelo foram atribuídas de tal forma que a superfície do terreno foi considerada livre, as laterais do terreno foram consideradas impedidas horizontalmente e a base do modelo foi considerada indeslocável.

A malha inicial selecionada para a análise por elementos finitos é graduada e composta por elementos triangulares constituídos por seis nós. A escolha de tais elementos triangulares deriva de sua maior adequação à geometria de configuração irregular do talude. Além disso, opta-se pela utilização de elementos de segunda ordem, manifestando-se como elementos de seis nós, em virtude de sua inerente precisão superior em relação aos elementos de primeira ordem. A malha gerada, apresentada na Figura 46, é composta por 4684 elementos triangulares de 6 nós.

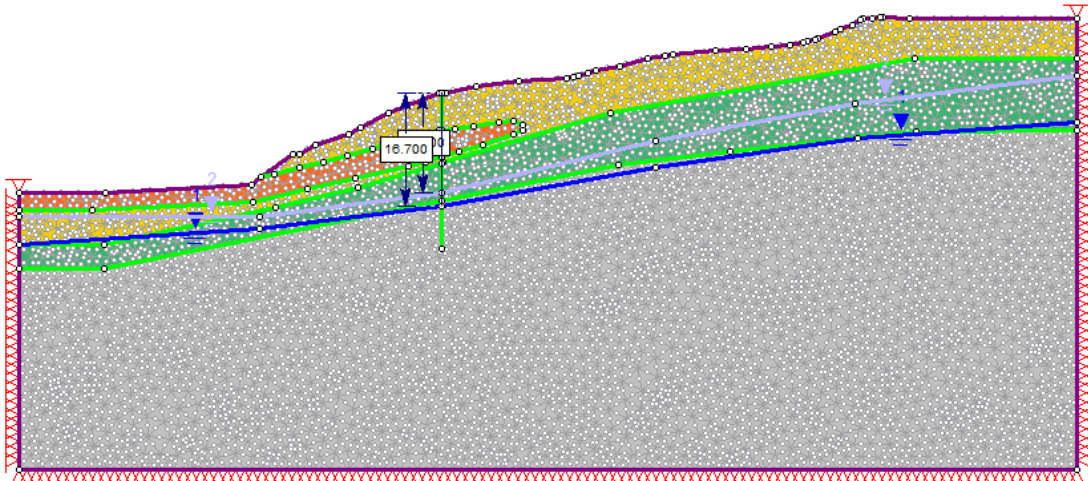


Figura 46 – Modelo de análise de deformações anterior a cortina

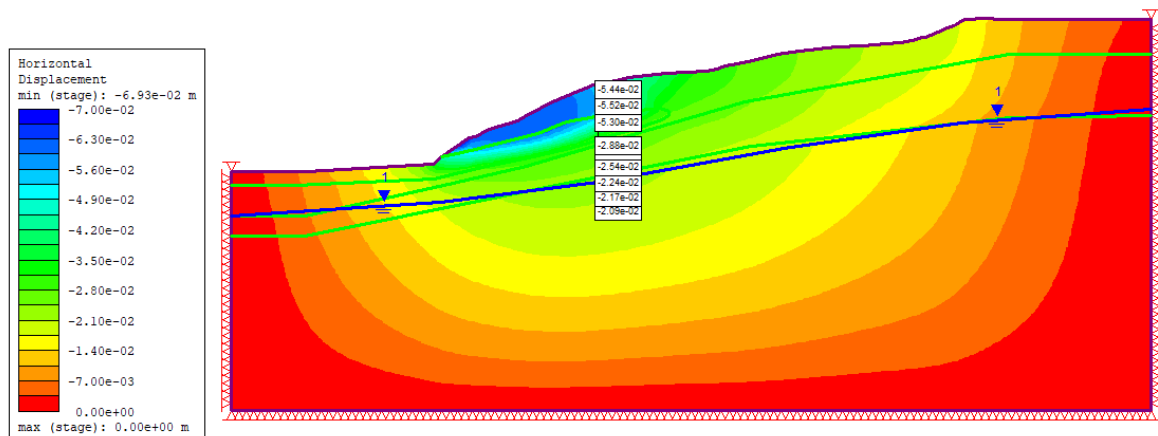


Figura 47 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água inicial de 16,70 m

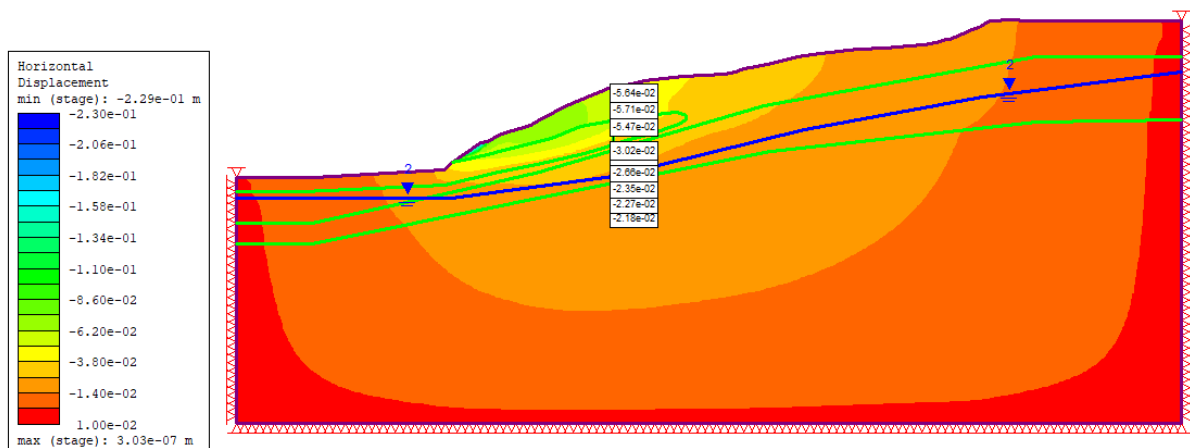


Figura 48 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água final de 14,70 m

As análises realizadas, permitiram uma avaliação comparativa entre os resultados da leitura do inclinômetro efetuada no dia 25/10/2011, quando o nível da água se encontrava a uma profundidade de 16,70 metros abaixo do nível do terreno, e as discrepâncias manifestadas nos deslocamentos identificados por meio do *software* RS2, em relação às distintas variações nos níveis de água considerados.

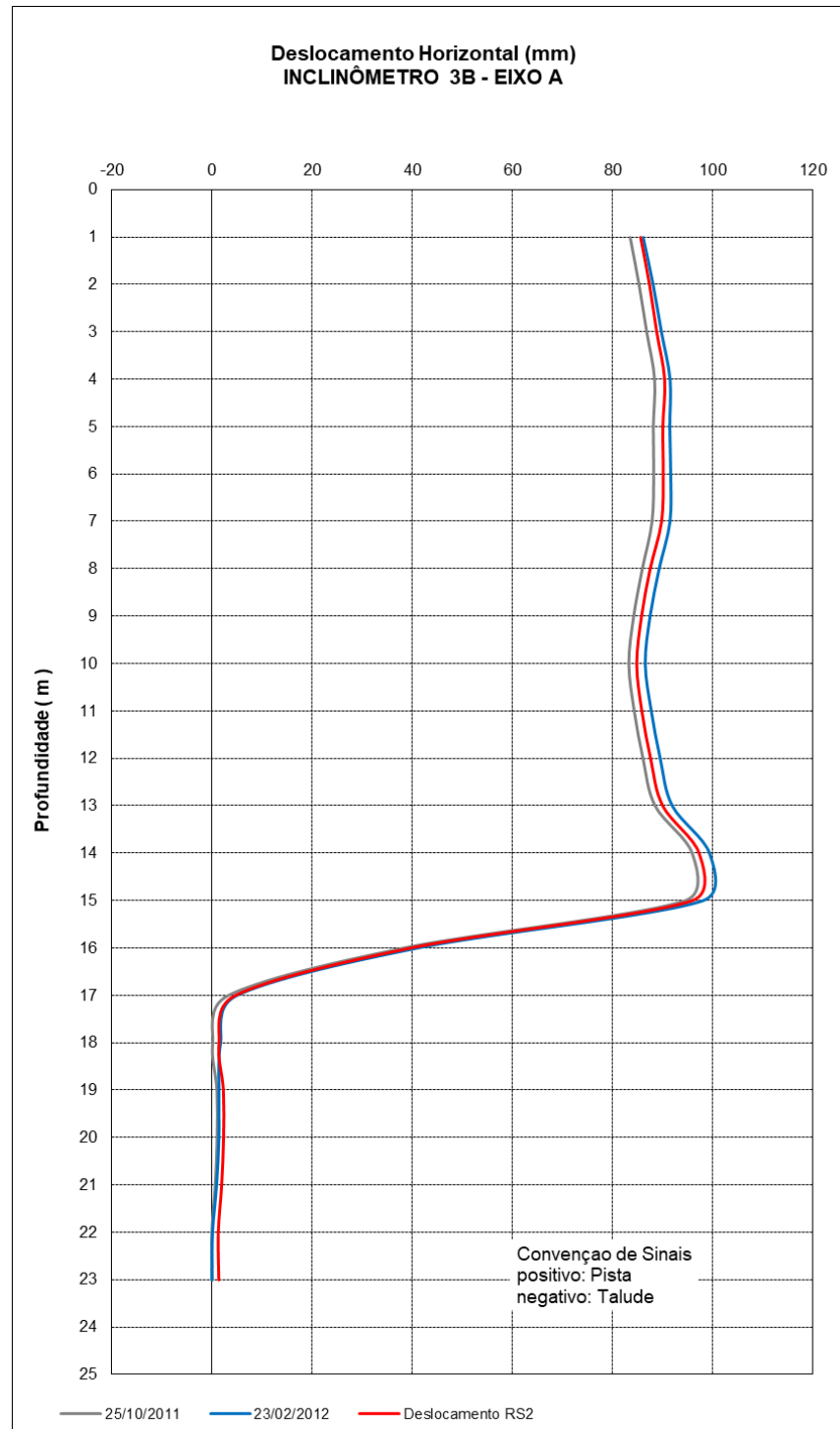


Figura 49 – Gráfico comparativo entre resultado de Inclinômetros e análise no RS2

Por meio da inspeção do gráfico, pode-se afirmar que as variações nos deslocamentos horizontais derivados do RS2 apresentam uma ordem de grandeza concordante com as variações medidas no ambiente através do programa de inclinometria.

É factível inferir que a variação dos deslocamentos, as quais emergiram da abordagem analítica via métodos de elementos finitos, ao serem agregadas à curva de dados do inclinômetro associada ao nível d'água inicial (16,70 m), resulta em uma curva que se aproxima notadamente da curva do inclinômetro correspondente à medição registrada em 23 de fevereiro de 2012, no qual o nível d'água havia experimentado um acréscimo de 2 metros em relação ao estado precedente.

4.1.2 Posterior às Intervenções

Assim como as análises realizadas antes da cortina, também buscou-se realizar a mesma comparação com os dados de instrumentação posteriores à cortina. Sendo assim, a Figura 50 mostra o modelo utilizado enquanto a Figura 51 e Figura 52 mostram os resultados das análises em busca de valores de deslocamentos horizontais com os diferentes níveis d'água estudados.

As condições de contorno e malha de elementos finitos admitidas para o modelo foram semelhantes ao modelo anterior às intervenções.

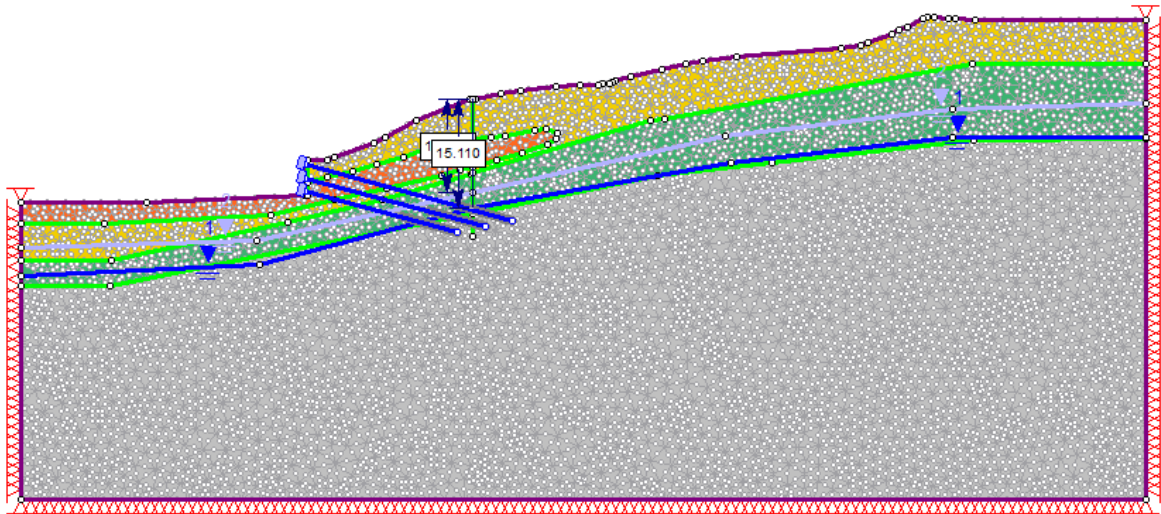


Figura 50 – Modelo de análise de deformações após a cortina

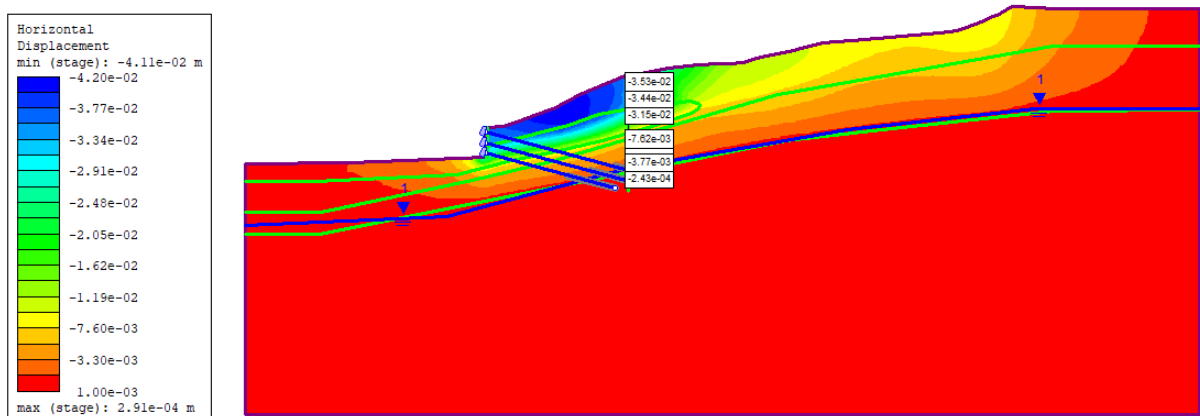


Figura 51 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água inicial de 15,11 m

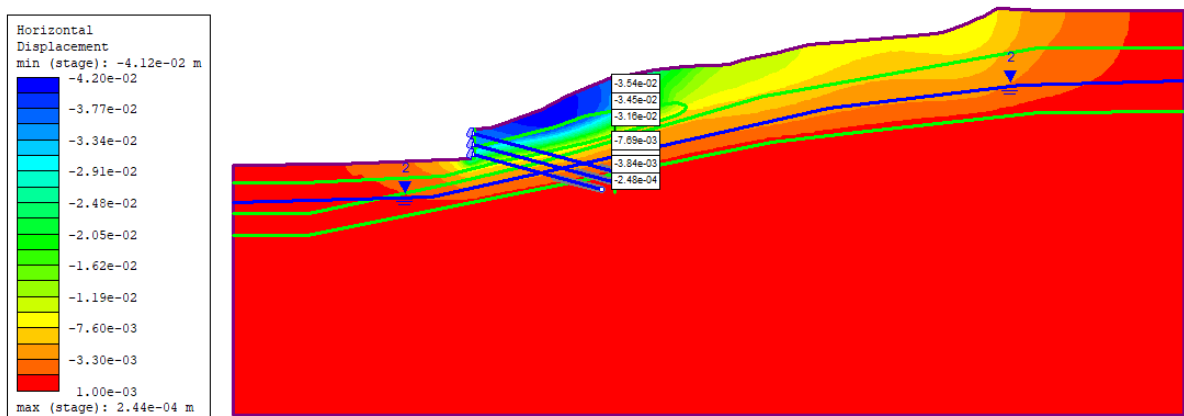


Figura 52 – Deslocamentos horizontais na posição do inclinômetro com Nível d'água inicial de 13,00 m

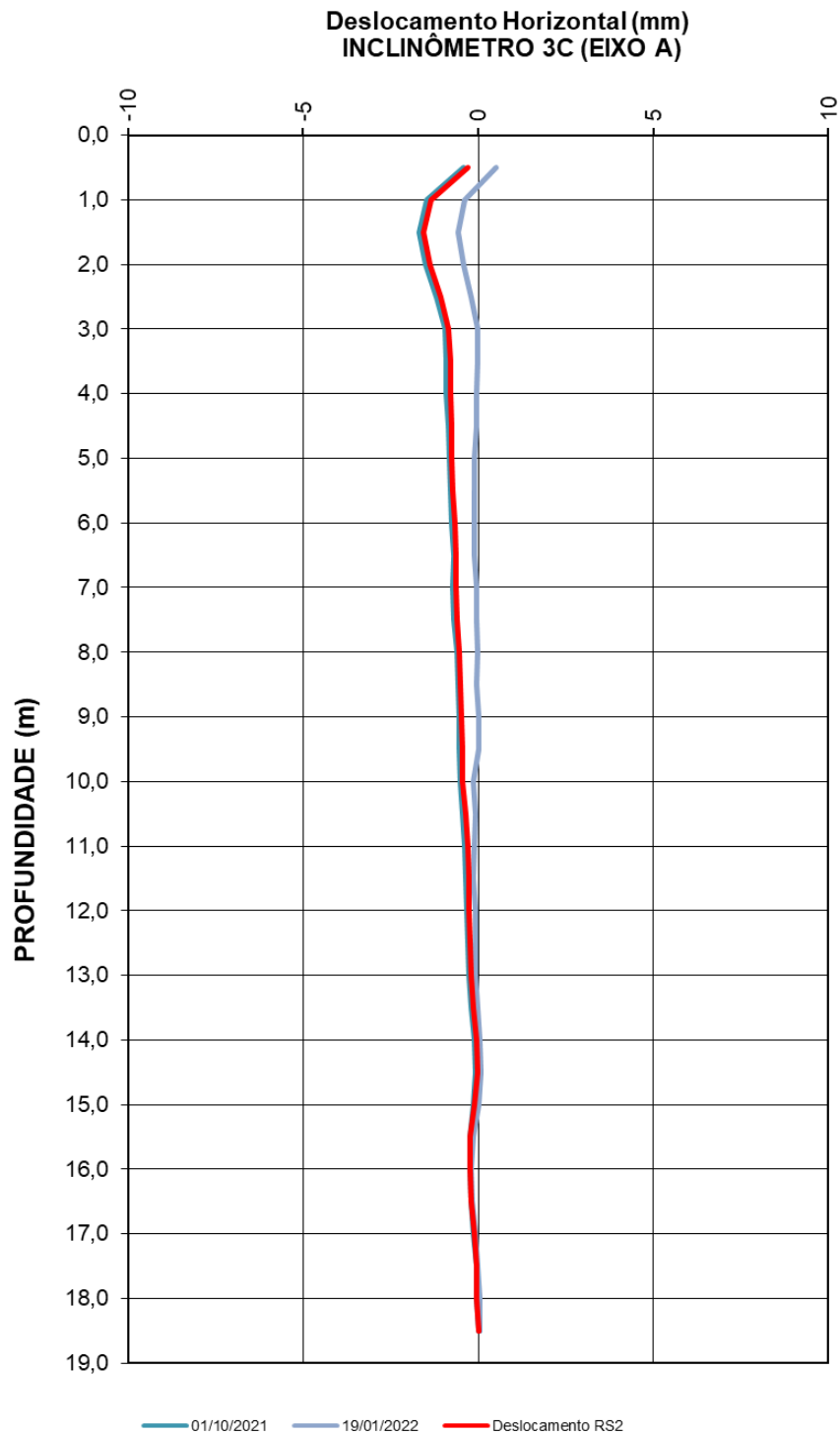


Figura 53 – Gráfico comparativo entre resultado de Inclínômetros e análise no RS2

Por meio da análise gráfica, constata-se que as variações nos deslocamentos horizontais, tanto no âmbito do programa RS2 quanto nos dados de inclinometria

analisados, apresentam valores praticamente nulos. As oscilações nas medições *in situ* podem ser interpretadas como admissíveis no contexto da incerteza intrínseca, ou seja, é factível conceber que ao longo de todo o período de monitoramento, não se manifestaram deslocamentos de magnitude significativa. Esse tipo de comportamento já era esperado, tendo em vista que a intervenção com o uso de cortina atirantada é dimensionada de modo a não permitir deslocamentos. Dessa forma, os resultados computacionais corroboram coerentemente com as evidências empíricas coletadas em campo.

4.2 Comparação entre os métodos de análise de estabilidade

Com o propósito de realizar uma comparação analítica entre os métodos de análise de estabilidade mais utilizados na atualidade, empreendeu-se modelar a mesma seção no *software* Slide2 (Rocscience), que utiliza do método de equilíbrio limite para a determinação dos fatores de segurança, e no RS2, o qual se vale do método dos elementos finitos. No âmbito das análises baseadas no método de equilíbrio limite, foram adotados os métodos de Bishop (1955), Jambu (1954) e Morgenstern-Price (1965), considerando a variabilidade da superfície por meio das abordagens circular e não circular. No que diz respeito às análises fundamentadas em elementos finitos, foram empregadas duas categorias de elementos, sendo eles os elementos triangulares de 3 e 6 nós, com o objetivo de avaliar a variação de refinamento da malha.

A Figura 54 apresenta a relação entre os fatores de segurança obtidos e os métodos de análise adotados.

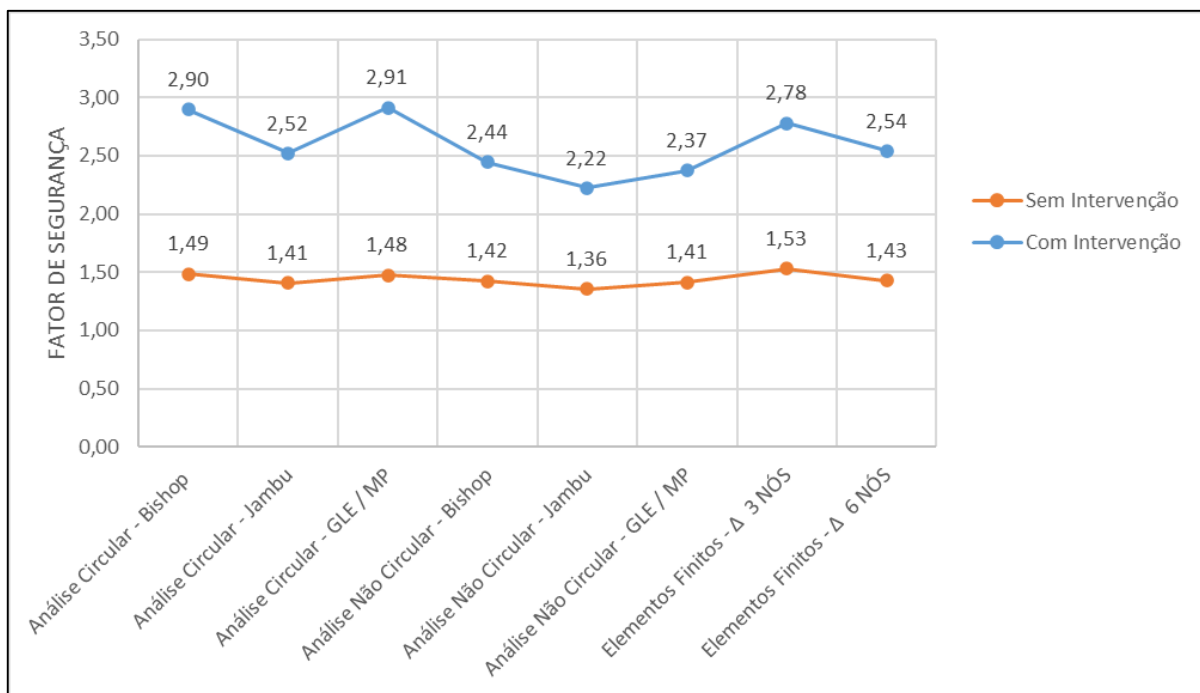


Figura 54 – Comparação entre os fatores de segurança obtidos por diferentes métodos de equilíbrio limite e elementos finitos

Ao estabelecer uma comparação entre os métodos em consideração, é viável afirmar que a aplicação dos elementos finitos possibilita a discretização do domínio em unidades de menor escala. Por conseguinte, essa abordagem permite a incorporação da heterogeneidade do solo e a contemplação de variadas configurações de contorno. No entanto, convém ressaltar que a acurácia dos resultados obtidos se encontra intrinsecamente atrelada à qualidade dos parâmetros inseridos no modelo e à fidelidade com que a realidade física é representada.

Quando se trata de análises através do Método de Equilíbrio Limite buscando por superfícies de ruptura circulares, o Fator de Segurança (FS) calculado pelo Método de Bishop tende a resultar em valores geralmente maiores do que os obtidos pelo Método de Janbu. A discrepância nos valores determinados pelo Método de Bishop em relação a um método mais rigoroso, como o de Morgenstern e Price, é normalmente em torno de 5%. Dessa forma, o Método Simplificado de Bishop é altamente recomendado para análises de superfícies de ruptura circulares. Enquanto isso, o Método de Janbu se destaca por sua flexibilidade, já que sua formulação pode ser utilizada para calcular o FS em superfícies tanto circulares quanto não circulares.

Quando submetidos a uma análise comparativa com o Método de Elementos Finitos, torna-se evidente a presença de uma discrepância reduzida entre os Fatores de Segurança determinados pelo método de Janbu e os Fatores de Redução de Resistência (SRF) obtidos por meio da discretização da malha utilizando elementos triangulares de seis nós, os quais são reconhecidos por seu nível de refinamento superior.

Com o propósito de examinar situações extremas atuantes no maciço, procedeu-se à simulação de um cenário de saturação quase total do talude, tal situação se daria em caso de chuva extrema e falha no sistema de drenagem. Através desse cenário foram realizadas análises de estabilidade por todos os métodos propostos no presente trabalho, sendo assim a Tabela 12 traz o resumo dos resultados, enquanto as imagens da Figura 55 até Figura 58 trazem a representação das análises dos resultados mais conservadores de cada método.

Tabela 12 - Fatores de Segurança para condição saturada

Condição do talude	Método	FS / SRF
Anterior à cortina	MEL – Circular - Bishop	1,00
	MEL – Circular - Janbu	0,92
	MEL – Circular – GLE/MP	1,00
	MEL – Não Circular - Bishop	0,95
	MEL – Não Circular - Janbu	0,89
	MEL – Não Circular – GLE/MP	0,97
	MEF – Triângulo de 3 nós	0,96
	MEF – Triângulo de 6 nós	0,92
Após a cortina	MEL – Circular - Bishop	1,77
	MEL – Circular - Janbu	1,54
	MEL – Circular – GLE/MP	1,51
	MEL – Não Circular - Bishop	1,52
	MEL – Não Circular - Janbu	1,37
	MEL – Não Circular – GLE/MP	1,51
	MEF – Triângulo de 3 nós	1,47
	MEF – Triângulo de 6 nós	1,42

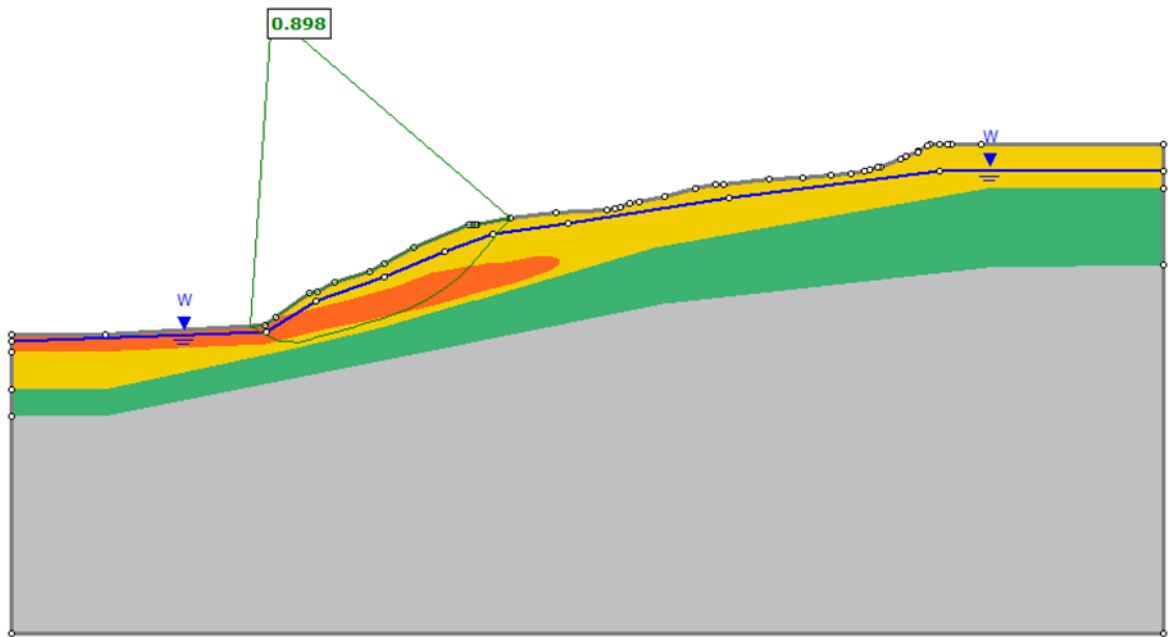


Figura 55 - Análise de condição saturada antes das intervenções - Método de Equilíbrio Limite – Superfície Não Circular - Janbu Simplificado (Slide2, 2023)

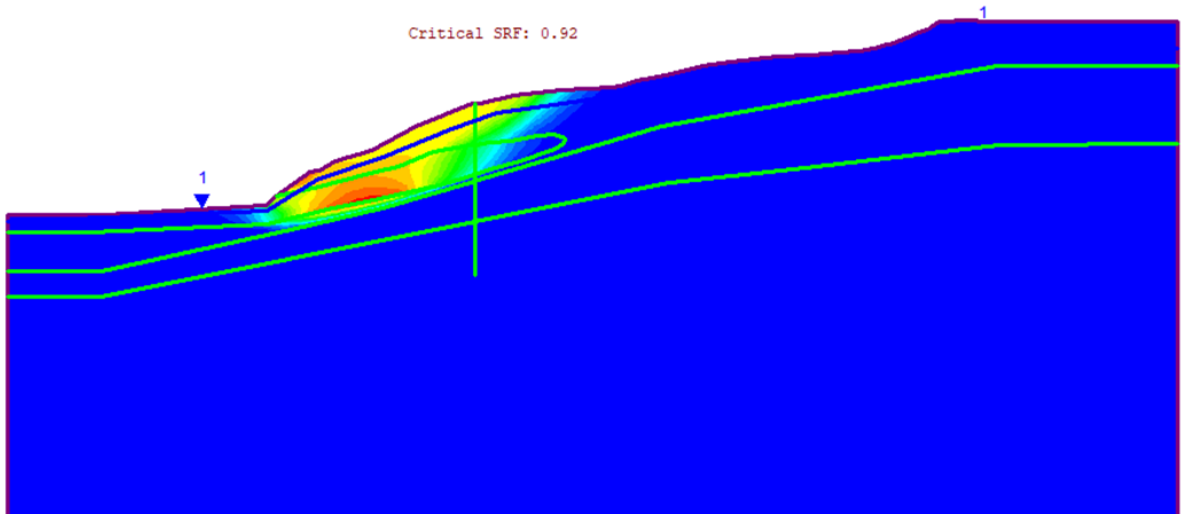


Figura 56 - Análise de condição saturada antes das intervenções - Método de Elementos Finitos – Malha de triângulo de 6 nós (RS2, 2023)

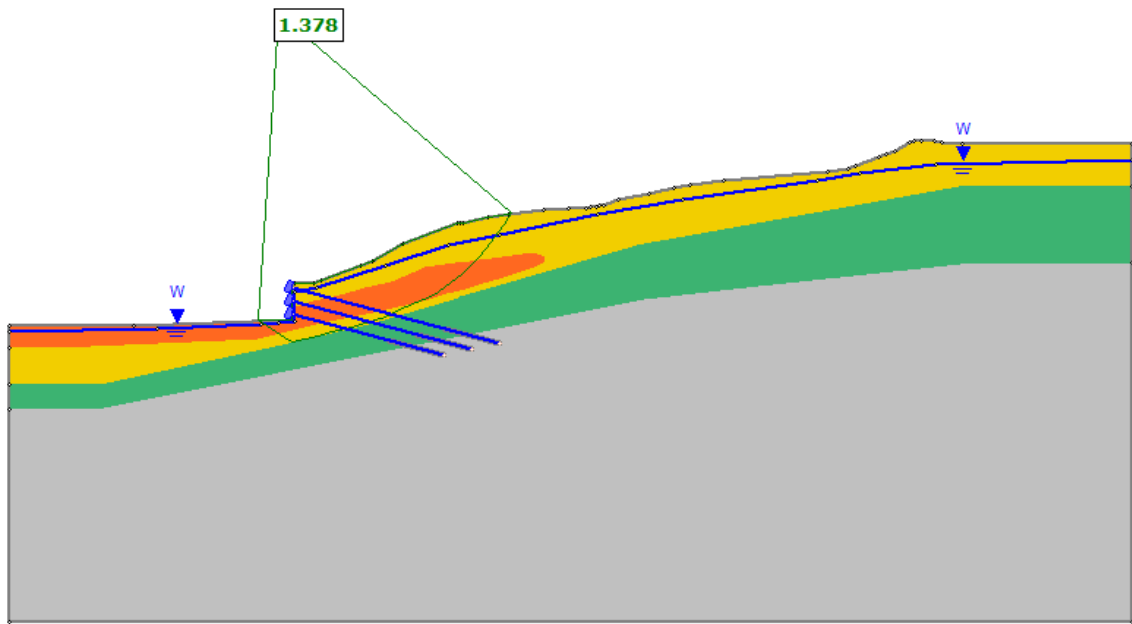


Figura 57 - Análise de condição saturada após as intervenções - Método de Equilíbrio Limite – Superfície Não Circular - Janbu Simplificado (Slide2, 2023)

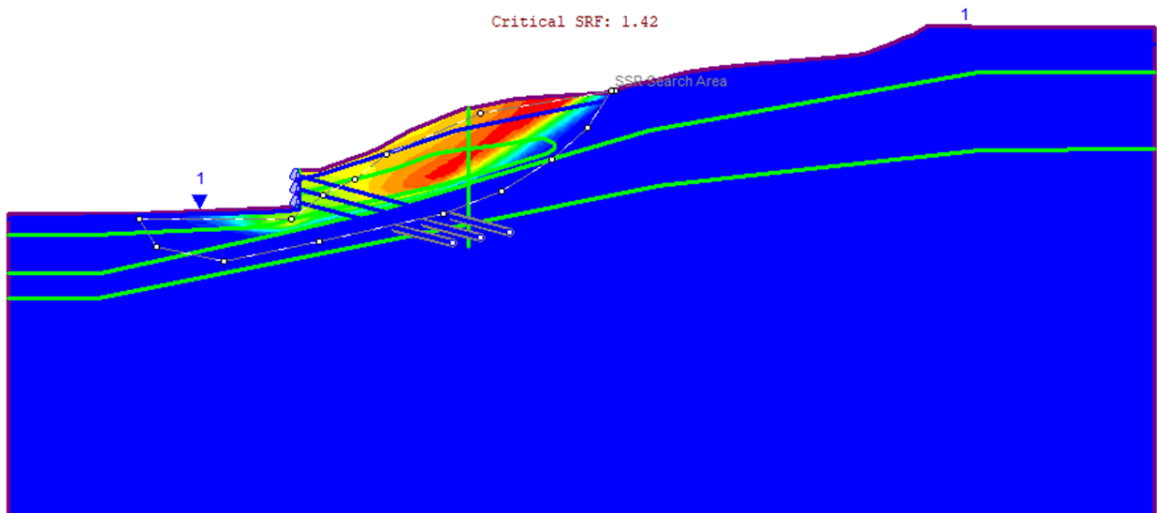


Figura 58 - Análise de condição saturada após as intervenções - Método de Elementos Finitos – Malha de triângulo de 6 nós (RS2, 2023)

Por meio das conclusões derivadas dos resultados obtidos, é possível ressaltar a presença de um Fator de Segurança médio de 0,956 para a configuração prévia à implementação das cortinas. Em contraste, para a condição subsequente à

instalação das cortinas, observa-se um valor médio de 1,518. Esta dicotomia sugere que os valores pré-cortina indicam, em um cenário de saturação extrema, uma propensão substancial à ocorrência de uma ruptura. Por outro lado, as análises realizadas após a instalação das cortinas denotam um estado de estabilidade aceitável em face de circunstâncias extremas caracterizadas pelo desfuncionamento dos drenos e a saturação plena do maciço.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1. Conclusões

O presente trabalho apresentou a análise de uma encosta instrumentada com histórico de 16 anos de movimentações.

Com base nas constatações decorrentes dos programas de instrumentação instalados e monitorados ao longo de um período de treze anos, comparadas com as previsões resultantes da análise de deformações horizontais por meio do método dos elementos finitos, é pertinente afirmar que ambas as abordagens conferem resultados satisfatórios, e, quando contrastados, apresentam concordância quanto à ordem de grandeza. Como tal, é admissível inferir que as conclusões extraídas das análises realizadas pelo *software* RS2 (*Rocsience*) se harmonizam com as circunstâncias verificáveis *in loco*, tal como observado durante o período que compreende o acesso aos dados de instrumentação.

Evidencia-se que os deslocamentos do maciço ao longo dos anos estão intrinsecamente correlacionados às oscilações no nível de água subterrânea e às épocas de precipitações intensas. Conforme demonstrado nos resultados das análises de deformações horizontais, comparados com os registros de inclinometria, uma variação em torno de dois metros no nível d'água provocou deslocamentos da ordem de 2 mm ao longo de um período de quatro meses. As leituras dos inclinômetros atestam a constância e a progressão desses deslocamentos, o que elucidou os indícios de movimentação e o risco iminente de ruptura identificados desde o ano de 2005.

Após a implementação das cortinas atirantadas no ano de 2021, tanto as análises das deformações horizontais, executadas mediante a utilização do programa RS2, quanto as medições dos inclinômetros realizadas ao longo de um período de um ano e sete meses, indicaram a interrupção dos deslocamentos. Logo, é factível considerar que a instalação das cortinas atirantadas representou a medida mais eficaz até o momento presente.

Em relação às variações do nível d'água subsequente à instalação das cortinas, constatou-se igualmente um acréscimo de aproximadamente 2 metros. Segundo as leituras dos Indicadores de Nível d'água (INA's), tal variação foi

observada durante períodos de precipitações intensas. Não obstante, as variações no nível d'água ocorridas após a implementação das medidas de contenção não induziram deslocamentos de relevância, tanto nas medições dos inclinômetros quanto nas análises das deformações horizontais realizadas a partir do programa RS2.

Além das análises dos deslocamentos horizontais, o presente estudo também empreendeu uma investigação acerca do Fator de Segurança em diferentes condições do maciço. Dessa maneira, pôde-se constatar um aumento notório, como era antecipado, após a implementação das cortinas atirantadas. Com o propósito de examinar situações extremas atuantes no maciço, procedeu-se à simulação de um cenário de saturação quase total do talude. Nos modelos anteriores à instalação das cortinas, os valores dos Fatores de Segurança oscilaram entre 0,89 e 1,00, denotando, nesse contexto, um estado iminente de ruptura. Em contraste, após a implementação das cortinas e para a mesma condição de saturação, os valores dos Fatores de Segurança variaram entre 1,37 e 1,79, indicando, assim, ausência de possibilidade de ruptura.

Além do estudo de caso, o presente trabalho também buscou um melhor entendimento sobre os métodos de análises de estabilidade mais utilizados na geotecnia atualmente. Dessa forma, foi possível concluir que para casos de estratigrafias simples e com poucos elementos, existem poucas variações nos valores de fatores de segurança obtidos com diferentes métodos, já para os casos com estratigrafia mais complexa e inserção de intervenções existe uma variação significativa entre os métodos mais simples e os métodos mais apurados.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como recomendação para trabalhos futuros destaca-se a sugestão da análise realizada pela versão 3D dos programas utilizados no presente trabalho. Dessa forma, seria possível uma nova comparação de dados e de métodos de análise, com base na geometria real do problema, avaliando-se o impacto da terceira dimensão.

REFERÊNCIAS

- [1] ABRAMSON, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., and Boyce, G. M. Slope Stability Concepts. Slope Stabilisation and Stabilisation Methods, Second edition, published by John Willey & Sons, Inc., 2002.
- [2] ARYAL, K. Sandven, R. and Nordal, S. Limit Equilibrium and Finite Element Methods. Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engineering, 16 ICSMGE, Osaka, Japan, 2006.
- [3] AUGUSTO FILHO, O. "Caracterização Geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica". 1ª Conferencia Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, 1992.
- [4] BISHOP A W (1967) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique.
- [5] BRAJA M. DAS KHALED SOBHAN, Fundamentos da Engenharia Geotécnica. Cengage, 2007.
- [6] BRAND, E.W. & PHILLIPSON, H.B. Review of International practice for the sampling and testing of residual soil. Sampling and Testing for Residual Soil: A review for International Practice, edited by E.W. Brand & H.B. Phillipson. Scorpion Press, Hong Kong, 1985.
- [7] BRAND, E.W. Geotechnical Engineering in Tropical Residual soil, 1st International Conference on Geomechanics in tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, 1985, Vol. 3, 1985.
- [8] CINTRA, J. C. A. e AOKI, N., Fundações por estacas projeto geotécnico, São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- [9] COSTA NUNES, A.J. (1971) Estabilidade de Taludes – Rochas e Solo: Revisão dos Conhecimentos. In: 5º COBRAMSEF, São Paulo. Anais: ABMS.

- [10] DUNNICLIFF, J. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, Lexington, Massachusetts, 1988.
- [11] DYMINSKI, A.S. Estabilidade de Taludes, Notas de Aula, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR, 2009.
- [12] FREIRE, E.S.M Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática. Rio de Janeiro, Revista Construção, 1965.
- [13] GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- [14] GERSCOVICH, Denise; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. Contenções: teoria e aplicações em obras. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- [15] JOPPERT JUNIOR, I. Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo, PINI, 2007.
- [16] MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de geotecnia, 2 ed., São Paulo, Oficina de Textos, 2010.
- [17] MOREIRA, JOAO; Os métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes (Universidade do Porto). 2011
- [18] MOTA, Aline P; Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos, Universidade do Estado do Rio de Janeiro – RJ, 2014.
- [19] NONVEILLER, E. (1965) The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape. Proc. 6 th Int. Conf. Soil Mech. Engin. Found.
- [20] PINTO, Carlos de Sousa. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

[21] RESENDE, P. T. Análise Numérica da Estabilidade de Taludes Empregando Estacas como Elemento de Reforço, UFU, 2021.

[22] ROCSCIENCE. Slide2. Canadá, 2023. Disponível em: <https://www.rocscience.com/software/slide2>.

[23] SCHNAID, F. Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, Oficina de Texto, 2000.

[24] SILVEIRA, João F. A. Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

[25] GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds.), Ed. Pini Ltda., São Paulo.