

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

LEANDRO CANEZIN GUIDELI

MODELAGEM GEOTÉCNICA NUMÉRICA DE UM TALUDE RODOVIÁRIO DA
SERRA DO MAR COM HISTÓRICO DE MOVIMENTAÇÕES

CURITIBA/PR

2020

LEANDRO CANEZIN GUIDELI

MODELAGEM GEOTÉCNICA NUMÉRICA DE UM TALUDE RODOVIÁRIO DA
SERRA DO MAR COM HISTÓRICO DE MOVIMENTAÇÕES

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil, área de concentração de Geotecnia.

Orientadora: Prof(a). Dr(a). Larissa de Brum Passini

Coorientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro

CURITIBA/PR

2020

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

G946m Guideli, Leandro Canezin
Modelagem geotécnica numérica de um talude rodoviário da Serra do Mar com histórico de movimentações [recurso eletrônico] / Leandro Canezin Guideli. – Curitiba, 2020.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2020.

Orientadora: Larissa de Brum Passini.
Coorientador: Vítor Pereira Faro.

1. Taludes (Mecânica do solo). 2. Geomorfologia. I. Universidade Federal do Paraná. II. Passini, Larissa de Brum. III. Faro, Vítor Pereira. IV. Título.

CDD: 551.305

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **LEANDRO CANEZIN GUIDELI** intitulada: **Modelagem geotécnica numérica de um talude rodoviário da Serra do Mar com histórico de movimentações**, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 08 de Outubro de 2020.

Assinatura Eletrônica

13/10/2020 12:22:05.0

LARISSA DE BRUM PASSINI

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

13/10/2020 19:51:01.0

LIAMARA PAGLIA SESTREM

Avaliador Externo (null)

Assinatura Eletrônica

13/10/2020 20:56:43.0

ROBERTA BOMFIM BOSZCZOWSKI

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

13/10/2020 17:27:06.0

SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que colaboraram com a construção deste trabalho:

À minha família, suporte incondicional em todas as situações em que já me encontrei;

Ao André, por ser presença vital em meu dia a dia, pelo afeto e por todo apoio dado ao longo do desenvolvimento dos projetos de vida;

À professora orientadora Larissa, por aceitar realizar orientação e oportunizar o trabalho;

Ao professor coorientador Vítor, pela grande colaboração no trabalho;

À professora Liamara, por realizar intermédio com a Arteris S.A., sem o qual não seria possível realizar esta pesquisa;

Aos amigos da pós-graduação, em especial Amanda, Isabel, Isabela, Marianne e Renatielly, por tornar todo o processo mais leve. Poder trabalhar com vocês foi um prazer inominável.

Agradeço também à Capes pela concessão de apoio financeiro, e à Arteris S.A., por permitir o acesso a dados de monitoramento.

*E nossas crenças se transformam em pensamentos
Os pensamentos, em palavras
As palavras se tornam ações
Das ações repetidas, surgem hábitos
Estes hábitos formam nossos valores
E nossos valores determinam nosso destino*

RESUMO

Taludes rodoviários, quando apresentam cenário de instabilização e movimentação, têm potencial danoso frente a efeitos resultantes de uma possível ruptura. No estudo de estabilidade de taludes, tradicionalmente são considerados modelos baseados no método de equilíbrio limite (MEL), tendo como resultado um fator de segurança (FS), o qual indica a situação de segurança do talude. Entretanto, o MEL por si só não considera a ocorrência de movimentações. Métodos de tensão e deformação (TD), por sua vez, permitem a quantificação das movimentações ocorridas num maciço. O presente trabalho traz o estudo de um talude rodoviário, localizado na BR 116 (Rodovia Régis Bittencourt), no qual se buscou explicar, por meio de MEL e análise de TD, o comportamento de deslocamentos ocorridos durante a execução de uma obra de contenção. Por meio de um método de obtenção de parâmetros de resistência do solo, (baseada em MEL) baseado em uma ruptura pretérita à instalação da contenção, foi possível a obtenção dos parâmetros característicos de resistência do solo superficial. Estes, por sua vez, juntamente com dados de instrumentação e caracterização geotécnica, permitiram a criação de um modelo numérico de TD. As análises de TD apontaram para a necessidade de subdivisão da camada superficial de solo, devido a dependência entre o módulo de elasticidade (E) e a magnitude do carregamento a que se submete o solo. Esta subdivisão foi empregue na criação de simulações numéricas, baseadas nos modelos constitutivos de elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e hiperbólico de Duncan-Chang. Por meio destes modelos, foi possível obter como resultados uma aproximação de valores de deflexões horizontais com aquelas que foram verificadas em campo. Ambos modelos se mostraram representativos, porém o modelo desenvolvido baseado em Duncan e Chang, o qual considerou dependência de E com a trajetória de tensão (não apenas sua magnitude), indicou resultados mais próximos da realidade. Concluiu-se, por fim, que os fenômenos de movimentação geotécnicos puderam ser satisfatoriamente modelados numericamente.

Palavras-chave: Modelagem numérica. Talude rodoviário. Mohr-Coulomb. Duncan-Chang. Inclínômetro.

ABSTRACT

Situations where highway slopes present instability, there is a harmful potential in face of the effects resulting from a possible failure. In the study of slope stability, models based on the limit equilibrium method (LEM) are traditionally considered, resulting in a safety factor (FS), which indicates the slope safety situation. LEM itself, however, does not consider the occurrence of land movements. Stress and strain methods, in turn, allow the quantification of the movements that occurred in a land mass. Herein is presented the study of a road slope, located on BR 116 (Rodovia Régis Bittencourt), in which it was sought to explain, by means of MEL and stress and strain analysis (SS), the displacement behavior that occurred during the execution of a retaining wall. Through a past failure numerical analysis (based on LEM), it was possible to obtain the superficial soil, the characteristic resistance parameters. These, in turn, , alongside instrumentation and geotechnical characterization data, allowed the creation of a numerical model of SS. SS analyzes pointed out that it was necessary to subdivide the superficial soil layer, in order to account for the elasticity modulus (E) dependency on the load magnitude which the soil is subjected. This subdivision was used to create numerical simulations, based on the constitutive models: elastoplastic with Mohr-Coulomb failure criteria, and Duncan and Chang hyperbolic. It was possible to obtain as results an approximation of horizontal deflection values with those that were verified in the field. Both models were shown to be representative, but the model developed based on Duncan and Chang, which considered E dependence on the tension trajectory (not just its magnitude), indicated results closer to reality. Finally, it was concluded that the geotechnical movement phenomena could be satisfactorily modeled numerically.

Keywords: Numerical modeling. Highway slope. Mohr-Coulomb. Duncan-Chang. Inclinator.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Municípios brasileiros onde houve ocorrência de escorregamentos ou deslizamentos, de 2009 a 2013.	17
Figura 2 – Esquema de processos de formação de solos e rochas.	20
Figura 3 – Perfil típico de um solo residual.	21
Figura 4 – Resultados de ângulo de atrito referente resistência ao cisalhamento residual em função da porcentagem de fração argilosa do solo (FA).	24
Figura 5 – Classes de movimentos de escorregamento com base na geometria.	27
Figura 6 – Ilustração de instrumentos do SPT.	28
Figura 7 – Ilustração de inclinômetro.	33
Figura 8 – Esquema de piezômetro standpipe.	34
Figura 9 – Esquema de técnica do método de equilíbrio limite.	36
Figura 10 – Variação da superfície de ruptura com predominância de coesão ou ângulo de atrito.	38
Figura 11 – Exemplo de discretização (elemento quadrilateral).	39
Figura 12 – Superfície de escoamento conforme critério de Mohr-Coulomb.	41
Figura 13 – Relações entre tensão e deformação no modelo de Duncan e Chang (1970).	42
Figura 14 – Divisão de regiões de acordo com a trajetória de tensões, em escavações.	45
Figura 15 – Localização geográfica da área de estudo.	49
Figura 16 – Geologia local.	51
Figura 17 – Formação do talvegue por meio dos ângulos de mergulho (planos do talvegue).	52
Figura 18 – Execução do viaduto.	53
Figura 19 – Situação do viaduto no ano de 2008.	54
Figura 20 – Situação do talude após ruptura no ano de 2010.	55
Figura 21 – Registro de grandes deslocamentos de massa de solo na encosta.	55
Figura 22 – Instalação da estrutura de recuperação emergencial do viaduto, após estabilização da contenção do talude em solo grampeado e concreto projetado.	56
Figura 23 – Danos na estrutura observados no ano de 2016.	57
Figura 24 – Atual situação do viaduto, na data de 13 de dezembro de 2018.	58
Figura 25 – Evidências táteis-visuais do solo de aterro local.	59
Figura 26 – Perfil geotécnico com as sondagens de 2010.	60
Figura 27 – Locação das sondagens de 2016 e do ponto de retirada da amostra indeformada.	62
Figura 28 – Retirada da amostra indeformada.	62
Figura 29 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto.	63
Figura 30 – Envoltória de tensões obtidas no ensaio de cisalhamento direto.	64
Figura 31 – Resultado do ensaio de granulometria.	65
Figura 32 – Locação em planta dos piezômetros e inclinômetros.	66
Figura 33 – Perfil para retroanálise e indicação de possível crista de ruptura.	67
Figura 34 – Modelo de equilíbrio limite desenvolvido.	68
Figura 35 – Planta e perfil para construção do modelo de tensão e deformação.	71
Figura 36 – Detalhes dos tirantes e estaca raiz, e representação das etapas da construção.	74
Figura 37 – Leituras de cotas piezométricas dos piezômetros ao longo da obra.	78

Figura 38 – Linha piezométrica implementada no modelo numérico (Etapa 1)	78
Figura 39 – Modelo Mohr-Coulomb construído	82
Figura 40 – Modelo DC implementado	84
Figura 41 – Totalidade de superfícies de ruptura inicialmente determinadas	86
Figura 42 – Superfícies de ruptura para retroanálise	87
Figura 43 – Gráfico das curvas obtidos para condição $FS \approx 1,0$	88
Figura 44 – Leituras de deslocamentos horizontais dos inclinômetros, na direção transversal, de acordo com as fases da obra de execução da cortina atirantada	92
Figura 45 – Diferentes tipos de perfis de deslocamentos em inclinômetros de acordo com a situação do maciço	94
Figura 46 – Deslocamentos horizontais indicados pelos inclinômetros após o fim da obra	95
Figura 47 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 2	97
Figura 48 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 3	98
Figura 49 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 4	99
Figura 50 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 5	101
Figura 51 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 7	103
Figura 52 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 8	104
Figura 53 – Locação das sondagens de 2016	117
Figura 54 – Relatório de sondagem SMD-1	117
Figura 55 – Relatório de sondagem SMD-2	118
Figura 56 – Relatório de sondagem SMD-3	118
Figura 57 – Relatório de sondagem SMD-4	119
Figura 58 – Relatório de sondagem SMD-7	120
Figura 59 – Relatório de sondagem SMD-8	121
Figura 60 – Relatório de sondagem SMD-9	122
Figura 61 – Relatório de sondagem SMD-10	123
Figura 62 – Relatório de sondagem SMD-11	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparativo de gastos com acidentes e investimentos em infraestrutura no Brasil, em 2016.....	18
Tabela 2 – Classificações dos principais movimentos de massa de solo	25
Tabela 3 – Valores de correlação de N_{SPT} com o módulo de elasticidade	31
Tabela 4 – Determinação de E_{50} para diferentes trajetórias de tensão	44
Tabela 5 – Resultados de parâmetros de resistência no ensaio de cisalhamento direto	63
Tabela 6 – Valores de limite de consistência e massa específica dos grãos.....	64
Tabela 7 – Frações granulométricas do ensaio de granulometria.....	65
Tabela 8 – Dados de instalação dos inclinômetros.....	66
Tabela 9 – Dados de instalação dos piezômetros.....	66
Tabela 10 – Parâmetros inicialmente estimados para as camadas de solo.....	69
Tabela 11 – Valores utilizados nas simulações para as superfícies críticas	70
Tabela 12 – Descrição das etapas do modelo numérico.....	72
Tabela 13– Detalhamentos das estacas raízes e da cortina de concreto	72
Tabela 14 – Detalhamentos dos tirantes.....	73
Tabela 15 – Propriedades dos materiais geotécnicos utilizados na modelagem	75
Tabela 16 – Propriedades dos materiais estruturais utilizadas na modelagem	76
Tabela 17 – Leitura de profundidade de NA no tubo do piezômetro.....	77
Tabela 18 – Cotas piezométricas.....	77
Tabela 19 – Determinação de E para as camadas de solo residual e rocha	80
Tabela 20 – Valores de N_{SPT} dos estrados do Modelo MC e respectivos valores de $E_{médio}$	81
Tabela 21 – Parâmetros do modelo hiperbólico DC estimados (Shen et al., 1981)....	83
Tabela 22 – Obtenção dos módulos de elasticidade utilizados no modelo DC	84
Tabela 23 – Divisão de modelos de acordo com a obtenção do E para as camadas de solo	85
Tabela 24 – Pares da curva $c = f(\phi')$ obtidos para condição $FS \approx 1,0$	87
Tabela 25 – Valores característicos de parâmetros de resistência obtidos pela retroanálise.....	88
Tabela 26 – Comparação de valores de parâmetros de resistência da análise numérica com os ensaios	89
Tabela 27 – Datas etapas da construção e datas de referência	90
Tabela 28 – Correspondência de leitura dos inclinômetros às etapas da obra	90
Tabela 29 – Diferentes tipos de alerta de acordo com o nível de deslocamento horizontal mensal.....	91

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

APRB	Autopista Régis Bittencourt
b	largura
c	coesão do solo
DC	Modelo de Duncan e Chang (1970)
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
D_r	densidade relativa
e	índice de vazios
E	módulo de elasticidade de Young
E_{CC}	módulo de elasticidade secante do solo na condição de compressão carregamento
E_{CD}	módulo de elasticidade secante do solo na condição de compressão descarregamento
$E_{ED\ m}$	módulo de elasticidade secante do solo na condição de extensão descarregamento
$E_{médio}$	módulo de elasticidade médio para um substrato
E_n e E_{n+1}	força normal de interação
E_{50}	módulo de elasticidade secante para condição de 50% da tensão desviatória
FA	fração argilosa
FS	fator de segurança
G_0	módulo de elasticidade transversal
h	altura
H_{med}	profundidade média de camada de solo
INC	inclinômetro
IP	índice de plasticidade
K	<i>modulus number</i> do modelo Duncan e Chang (1970)
k_0	coeficiente de empuxo em repouso
l	largura
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
MC	modelo de Mohr-Coulomb
MEL	método de equilíbrio limite

MEF	método dos elementos finitos
n	numero do módulo, do modelo Duncan e Chang (1970)
N	força normal
N_{SPT}	numero de golpes no ensaio SPT
p_a	pressão atmosférica
PZ	piezômetro
R_f	taxa de falha, do modelo Duncan e Chang (1970)
SMD	sondagem mista
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SRF	<i>Strength Reduction Factor</i>
T	força tangencial
X_n e X_{n+1}	forças tangenciais de interação
W	peso próprio do solo
ZC	zona de cisalhamento
δ	ângulo de atrito solo-estrutura
ε_1	deformação axial
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ϕ'_r	ângulo de atrito efetivo residual
γ_{nat}	peso específico natural do solo
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva
σ_1	tensão principal máxima
σ_3	tensão principal mínima
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	tensão desviatória na condição de ruptura
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,50}$	50% da tensão desviatória na condição de ruptura
τ	tensão cisalhante
ν	coeficiente de poisson

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	JUSTIFICATIVA.....	16
1.2	OBJETIVOS.....	18
1.2.1	Objetivo geral.....	18
1.2.2	Objetivos específicos.....	19
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	20
2.1	FORMAÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS SOLOS.....	20
2.1.1	Presença de mineral micáceo em solos.....	23
2.2	MOVIMENTOS DE MASSA.....	25
2.3	INVESTIGAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	27
2.3.1	Sondagens de reconhecimento.....	27
2.3.2	Determinação de parâmetros geotécnicos com base no SPT.....	29
2.3.3	Sondagem rotativa.....	31
2.3.4	Inclinômetro.....	32
2.3.5	Piezômetro.....	33
2.4	MODELAGEM GEOTÉCNICA PARA ESTABILIDADE DE TALUDES.....	35
2.4.1	Análise de Equilíbrio Limite.....	35
2.4.2	Cálculo de parâmetro de resistência do solo.....	37
2.4.3	Análise Tensão-Deformação.....	39
2.4.3.1	Modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb	40
2.4.3.2	Modelo constitutivo de Duncan e Chang (1970).....	41
2.4.4	Módulos de elasticidade para diferentes trajetórias de tensão.....	44
2.4.4.1	Pesquisas em análise de tensão e deformação.....	46
3	ÁREA DE ESTUDO.....	49
3.1	DESCRIÇÃO GERAL.....	49
3.2	GEOMORFOLOGIA LOCAL.....	50
3.3	HISTÓRICO.....	52
3.3.1	Panorama Geotécnico.....	58
3.4	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	59
3.4.1	Sondagens de 2010.....	60
3.4.2	Sondagens de 2016.....	61
3.4.3	Ensaio de Laboratório.....	62
3.5	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	65
4	METODOLOGIA.....	67
4.1	CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	67
4.2	MODELAGEM DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DA	
	CORTINA ATIRANTADA.....	70
4.2.1	Base dos modelos numéricos.....	70
4.2.2	Parâmetros de resistência e propriedades dos materiais e elementos	
	estruturais.....	75
4.2.3	Condição hidrogeológica.....	76
4.2.4	Condições de contorno.....	79
4.2.5	Malha de elementos finitos.....	79
4.2.6	Propriedades de elasticidade do solo.....	80
4.2.7	Modelo elastoplástico com critério de Mohr-Coulomb (MC).....	80
4.2.8	Modelo Duncan-Chang (DC).....	82

4.2.9	Resumo dos modelos de tensão e deformação	85
5	RESULTADOS	86
5.1	CÁLCULO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO	86
5.2	TENSÃO E DEFORMAÇÃO	89
5.2.1	Análise dos deslocamentos verificados em campo.....	89
5.2.1.1	Deslocamentos ocorridos após o fim da obra	94
5.2.2	Análise numérica de tensão e deformação	96
5.2.2.1	Etapa 2.....	96
5.2.2.2	Etapa 3.....	98
5.2.2.3	Etapa 4.....	99
5.2.2.4	Etapa 5.....	100
5.2.2.5	Etapa 7.....	102
5.2.2.6	Etapa 8.....	102
5.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	104
5.4	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	104
6	CONCLUSÕES.....	107
6.1	SISTEMA DE MONITORAMENTO	107
6.2	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	107
6.3	MODELO DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO E PARÂMETROS DE ELASTICIDADE.....	108
6.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	109
6.5	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	109
	REFERÊNCIAS	111
	ANEXO 1 – SONDAGENS	117

1 INTRODUÇÃO

Questões voltadas à segurança de estruturas naturais envolvendo materiais geotécnicos recebem um olhar especial, uma vez que a ocorrência de eventos de movimentos de massa de solo, em geral, acarreta em prejuízo financeiro, ainda mais quando se tratam de locais próximos a infraestrutura rodoviária (VICTORINO, 2015).

Rodovias são um importante elemento de infraestrutura, responsáveis por possibilitar deslocamento de bens materiais e pessoas. O modal rodoviário é o mais importante na matriz de transporte do Brasil, movimentando 61% das mercadorias e 95% dos passageiros (CNT, 2019). Dada essa importância, é imprescindível que seja garantida a segurança nas estradas. Em contraste, um dos aspectos que pode tornar a segurança de uma rodovia crítica são os fenômenos de movimentação de massa de solo. Esses processos se dão em decorrência de fatores como topografia e parâmetros físicos e mecânicos do solo, e ocorrem com maior frequência na presença de eventos de precipitação combinados com a modificação do relevo natural do terreno (IBGE, 2017).

A Rodovia Régis Bittencourt, localizada nos estados de São Paulo e Paraná, ao longo da Serra do Mar, apresenta ocorrências de movimentação de massa de solo em alguns pontos (APRB, 2019). O fenômeno se faz presente em um trecho específico da rodovia, o qual é objeto de estudo deste trabalho, em que há um viaduto desativado devido a esses acontecimentos.

Uma ferramenta utilizada para estudar o comportamento de solos nas mais diversas situações encontradas na geotecnia é a modelagem numérica. Os modelos têm aplicação em muitos problemas práticos de geotecnia (NADER, 1999), e podem ser utilizados em situações que envolvem deslocamentos de massa de terra (WOOD, 2014).

Outra importante ferramenta no estudo de comportamento de estruturas geotécnicas são equipamentos de monitoramento de campo. Os motivos de uso de instrumentação envolvem o controle de obras, monitoramento de comportamento de taludes naturais, taludes com intervenções humanas, e ainda como maneira indireta de investigação do subsolo. Em todos os casos, indicações de níveis de água/poropressões, juntamente com tipo e forma de movimentações verificadas no terreno são de interesse (BRESSANI, 2009).

Nesse âmbito, tendo como local de estudo um talude rodoviário localizado na Serra do Mar, por onde transpassa a rodovia Régis Bittencourt, o presente trabalho teve como proposta o estudo de eventos instabilização que ocorreram na área, com o intuito de modelar o comportamento do solo para comparar e compreender os resultados obtidos com a instrumentação do local.

O talude em questão tem apresentado histórico de movimentação no maciço de solo, provocado pela ação da gravidade associada a fatores ambientais. Por este motivo, o sítio recebeu instrumentos de monitoramento geotécnico. A movimentação pode preceder escorregamentos, gerando, por conseguinte, danos de ordem econômica, social e ambiental. Disso vem a importância da avaliação de risco por meio da análise, modelagem, e entendimento de movimentos, de forma conjunta com a instrumentação local, de forma a melhorar a segurança da região.

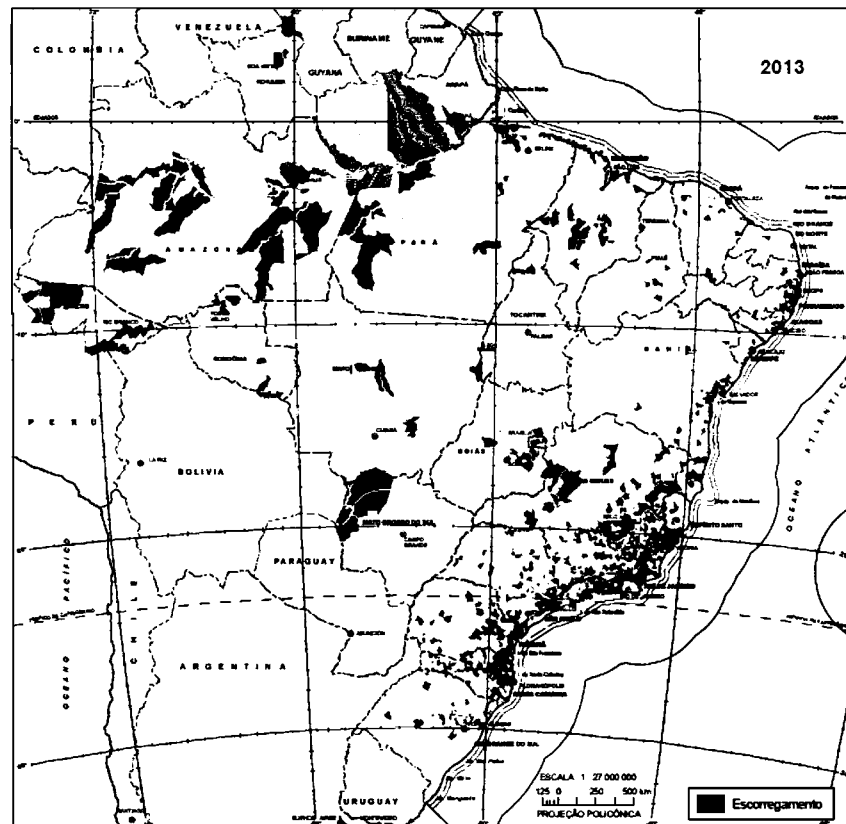
Ademais, esta dissertação é um parte de um projeto de pesquisa RDT (Recursos para Desenvolvimento Tecnológico), desenvolvido em parceria entre a Universidade Federal do Paraná e a Autopista Régis Bittencourt.

1.1 JUSTIFICATIVA

A região compreendida pela Serra do Mar é considerada, no aspecto geotécnico, como instável em relação a ocorrência de movimentos de massa de solo, devido às suas condições topográficas, geológico-geotécnicas e também ao regime de chuvas ao qual está submetida (DYMINSKI et al., 2008). Portanto é de grande interesse o conhecimento do processo que governa o fenômeno de deslocamento de massa de solo que ocorre na Serra do Mar, sendo importante para infraestrutura existente, quanto para projetos futuros de engenharia que se localizem nesta área (TONUS, 2009).

A realidade brasileira indica que entre 2009 e 2013, em 895 municípios houve ocorrências de deslizamento de solo ou rocha em taludes, cujas causas principais apontadas são a infiltração de água de chuvas, juntamente com a intervenção humana no ambiente (na forma de construção de cortes e aterros), implementação de rodovias e infraestrutura urbana, entre outras (BRASIL, 2014). Apresenta-se na Figura 1 os municípios que foram atingidos por estes eventos. Nota-se que, na região litorânea entre os estados do Rio de Janeiro e Santa Catarina (onde se situa a Serra do Mar), há uma propensão a estas ocorrências.

Figura 1 – Municípios brasileiros onde houve ocorrência de escorregamentos ou deslizamentos, de 2009 a 2013.



Fonte: Brasil (2014).

O problema científico de movimentos de massas de solo provavelmente não receberia a ampla atenção que desperta, seja para engenharia, agricultura, entre outras atividades, se não estivesse atrelado às implicações de sua ocorrência. Tais consequências são, geralmente, mais acentuadas no âmbito econômico do que ambiental (D'AGOSTINI, 1999).

Os movimentos de massa geram destruição das áreas onde ocorrem, as quais podem ter grandes dimensões. Apenas no tocante a reparos da infraestrutura viária, de acordo com Arteris (2016), uma das maiores concessionárias de rodovias do Brasil, no primeiro trimestre de 2016, houve um gasto de R\$ 12,7 milhões em medidas corretivas devido a danos causados por movimentos de massa de solo, na área em que a concessionária atua, de mais de 3 mil quilômetros.

As ocorrências de deslocamentos de massa de solo em taludes fazem parte dos principais fenômenos relacionados a desastres naturais no Brasil (MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2006). Além disso, de acordo com a CNT (2017), como apresentado na Tabela 1, no ano de 2016, os valores gastos com acidentes em rodovias, incluindo

perdas de vidas, danos materiais de veículos e de cargas ultrapassam o montante que foi investido em infraestrutura viária para o período.

Os deslizamentos de terra são o desastre natural que mais causa mortes no Brasil, respondendo por 60% das mortes que ocorreram entre os anos de 2008 e 2011, em que 2500 pessoas perderam suas vidas devido a tais fenômenos (MINISTÉRIO DA CIÊNCIA E TECNOLOGIA, 2011).

Verifica-se, então, que a população se encontra exposta aos riscos que o fenômeno de deslocamento de massa de solo pode ocasionar e que, portanto, é de interesse público que haja controle do tal processo para evitar e minimizar possíveis e catastróficos danos.

Tabela 1 – Comparativo de gastos com acidentes e investimentos em infraestrutura no Brasil, em 2016

Gastos com acidentes (R\$)	Investimento em infraestrutura (R\$)
10,88 bilhões	8,61 bilhões

Fonte: CNT (2017)

Dessa forma, apresentados os dados catastróficos gerados por deslizamentos de massa de solo é de extrema importância o estudo de estabilidade de taludes devido ao retorno que pode trazer à sociedade, no que diz respeito a estimar quando ocorrerá uma possível movimentação de terra e, assim, evacuar a área e evitar grandes tragédias.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho estão apresentados na forma de objetivo geral e objetivos específicos.

1.2.1 Objetivo geral

Tem-se como objetivo estudar, por meio de modelos de tensão-deformação do solo, associados aos métodos de equilíbrio limite, o comportamento de deslocamentos de massa que ocorrem num talude rodoviário da Rodovia Régis Bittencourt, em seu trecho dentro da Serra do Mar.

1.2.2 Objetivos específicos

Podem-se pontuar como objetivos específicos os que seguem:

- (a) Avaliar e interpretar o sistema de monitoramento geotécnico presente na área de estudo;
- (b) Estimar os parâmetros de resistência do solo, por meio de retroanálise de um evento de instabilização pretérito, visando constatar a viabilidade para locais com características semelhantes;
- (c) Desenvolver um modelo representativo de tensão-deformação, utilizando modelos constitutivos geotécnicos;
- (d) Correlacionar os parâmetros de elasticidade do solo com os deslocamentos ocorridos no maciço, possibilitando novos estudo geotécnicos no local.

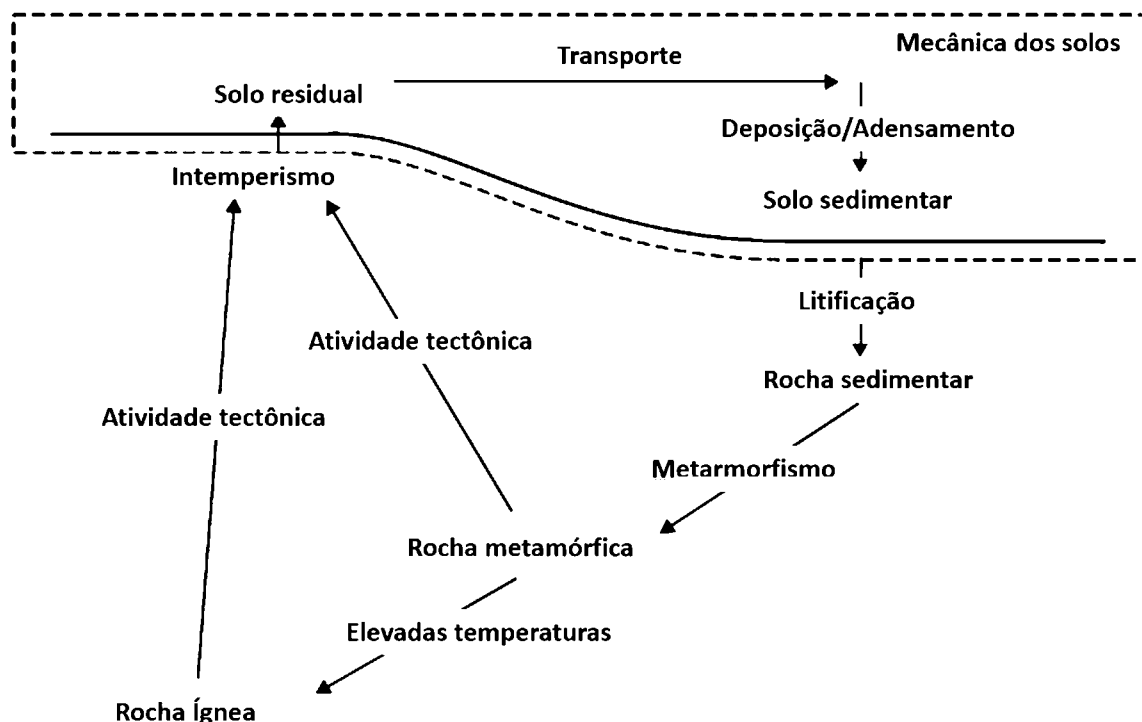
2 REVISÃO DE LITERATURA

A revisão de literatura deste trabalho está estruturada com a seguinte subdivisão: considerações gerais, movimentos de massa, investigação e instrumentação geotécnica, e modelagem geotécnica para estabilidade de taludes.

2.1 FORMAÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS SOLOS

De acordo com Craig & Knappet (2012) chama-se de solo residual aquele proveniente de intemperização da rocha mãe, sem que com esse fenômeno esteja associado o seu transporte para outro local. Por outro lado, havendo a ocorrência desse transporte de material passa-se então a designar o solo como solo sedimentar. A Figura 2 ilustra de maneira esquemática o processo de formação de solos residuais e sedimentares a partir de rochas, delimitando a partir desses processos naturais o campo de estudo da mecânica dos solos.

Figura 2 – Esquema de processos de formação de solos e rochas



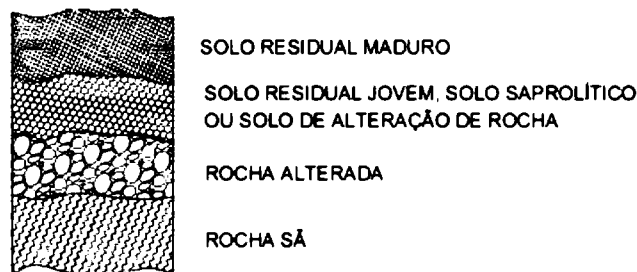
Fonte: Traduzido e adaptado de Craig & Knappet (2012)

Para descrever solos residuais, é usual dividir as camadas componentes em horizontes, como ilustra-se pela Figura 3:

- (a) rocha sã, isto é rocha em seu formato intacto;
- (b) rocha alterada, também chamado de fragmentos de rocha;
- (c) solo residual jovem, solo de alteração de rocha, ou ainda saprolito, o qual apresenta médio grau de intemperização, herdando ainda algumas características da rocha que lhe deu origem;
- (d) solo residual maduro, cujas características diferem fortemente daquelas da rocha sã.

Essas camadas por vezes são evidenciadas em solos residuais. No entanto, pode haver variação tanto da profundidade de cada uma das camadas, como também pela presença ou ausência da camada mais superior, isto é, solo residual maduro. Pode ainda haver uma baixa distinção entre as camadas (GERSCOVICH, 2012; SOUSA PINTO, 2006).

Figura 3 – Perfil típico de um solo residual



Fonte: Gerscovich (2012)

É importante considerar o esquema da Figura 2 no estudo de casos de encostas, pois a rocha formadora terá um grande efeito em características do solo, como composição e variação granulométrica, índice de plasticidade, grau de intemperismo e evolução pedológica, microestruturas e mineralogia. Tais efeitos tem uma forte influência no comportamento do solo, dadas por suas características mecânicas, como resistência ao cisalhamento, e físicas, como sua permeabilidade (VAZ, 1996).

Além da rocha formadora, são determinantes na origem de um solo residual o relevo, agentes biológicos, tempo e clima local – temperatura, regime de chuvas, umidade do ar, evaporação e regime de ventos. Complementarmente, Vaz (1996)

afirma que o clima é o grande responsável por determinar a espessura e a presença dos horizontes pedológicos, ao passo que a principal contribuição da rocha de origem é a mineralogia do solo residual.

Ainda sobre os horizontes dos solos residuais, salienta-se que a intensidade de ocorrência de decomposição do material natural decresce com o aumento da profundidade, para cada conjunto diferente de rocha de origem e clima (OLIVEIRA, 1998).

No que tange aos solos sedimentares (também podendo ser chamados solos transportados), seu material de origem provém de um solo residual, já anteriormente intemperizado, conforme esquematizado na Figura 2. Isso pode incluir blocos de rocha, ou ainda minerais mais resistentes. Na ocorrência da movimentação dos grãos do solo, eles sofrem elevada abrasão e desagregação, sem, entretanto, que haja significativa mudança na mineralogia do material (porém não se afirma que o fenômeno não ocorra) (VAZ, 1996).

Dessa maneira, os solos sedimentares têm geralmente alta variação de material de acordo com o solo que lhe deu origem e com o agente transportador. Entretanto esta regra não se aplica para alguns casos, como de solos eólicos, em que há uma seleção da granulometria. Assim, o fator que definirá suas características é a forma de transporte, sendo esta inclusive a base para se classificar o solo sedimentar (WESLEY, 2009).

Nesse âmbito, um solo aluvionar (ou aluvião) é aquele constituído por materiais erodidos ou transportados por meio da ação de cursos de água, e depositados no leito e margens desses mesmos cursos (ABBOTT et al., 1997).

Um outro tipo de solo residual é o coluvionar, ou colúvio, termo ao qual se designa um material com predominância de solo solto, isto é, sem coesão, geralmente com ocorrência ao pé de encostas naturais, cujo transporte se deu pela ação da gravidade. Paralelamente, para um material semelhante ao colúvio, porém com a diferença de ser predominantemente constituído por fragmentos de rocha é dada a denominação de tálus. Em encostas é comum encontrar uma camada de tálus recobrando o solo na superfície, ao qual se dá a designação de tálus superficial. (ABBOTT et al., 1997; VAZ, 1996). Um ponto importe é que na Serra do Mar, esses dois tipos de solo sedimentares ocorrem com predominância em relação aos demais (BIGARELLA, 1978).

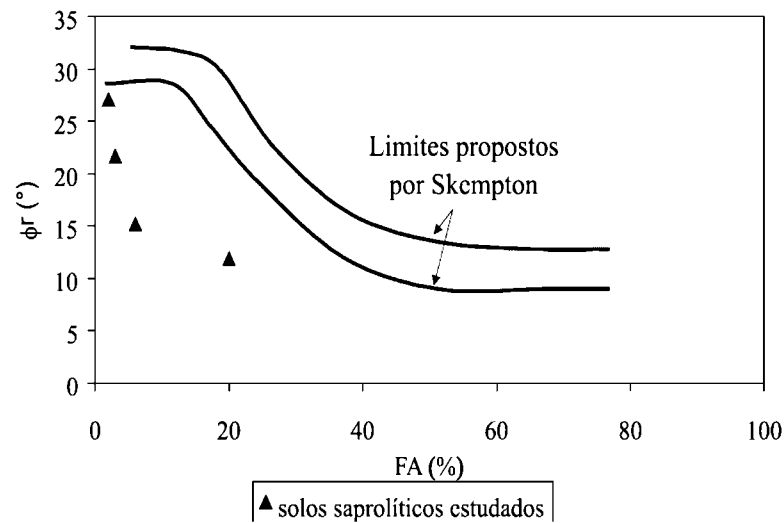
Ainda conforme a classificação de Abbott et al. (1997), um solo eólico é aquele que é transportado pela ação do vento, sendo sua presença mais marcante em regiões litorâneas, bem como locais com clima semiáridos e áridos.

2.1.1 Presença de mineral micáceo em solos

No sul do Brasil, um solo tropical comumente encontrado é produto da intemperização parcial de rochas ígneas ou metamórficas. Dentre as características destes solos, pode-se mencionar a presença de minerais parcialmente intemperizados, preservação de certa textura da rocha de origem, além de presença de descontinuidades. Solos da região da Serra do Mar podem apresentar em sua composição grãos de minerais micáceos. Dessa maneira, é importante considerar a influência que a presença do mineral tem nas propriedades do solo, uma vez que este efeito pode ser crítico para características de resistência do solo (FONSECA et al., 2005).

Devido ao formato lamelar que apresentam os grãos de mica, em solos com porção deste mineral, há o alinhamento de partículas após ocorrência de deslocamentos no maciço. Além disso, em uma análise granulométrica do solo, pode haver subestimativa da quantidade de mica presente, uma vez que a técnica se baseia em diâmetros equivalentes e não considera o formato dos grãos. Assim, um grão de mica pode ser classificado dentro das frações silte e areia, e não apenas argila (LACERDA E SILVEIRA, 1992). Tal fato pode mascarar a estimativa da resistência ao cisalhamento do solo, como ilustrado na Figura 4, na qual consta um gráfico ângulo de atrito residual (ϕ_r') versus porcentagem de fração argilosa (FA), em que foram plotadas as curvas limites propostas por Skempton (1986). No caso, a presença de mica foi um fator preponderante na diminuição do ângulo de atrito e consequentemente afetando a resistência ao cisalhamento do solo (FONSECA et al., 2005). Dessa maneira, é importante atentar-se à presença do mineral quando realizada a estimativa dos parâmetros de resistência.

Figura 4 – Resultados de ângulo de atrito referente resistência ao cisalhamento residual em função da porcentagem de fração argilosa do solo (FA)



Fonte: Fonseca et al. (2005)

De maneira semelhante, Lacerda e Silveira (1992) realizaram ensaios de cisalhamento por torção (tipo *ring shear*) para determinação de resistência residual ao cisalhamento de solos residuais de diabásio. Os resultados também indicaram valores reduzidos de ϕ_r , dada a baixa plasticidade apresentada pelas amostras. A magnitude baixa do ϕ_r tem como possível explicação a presença do mineral mica, encontrado em ensaios de caracterização.

Sousa Pinto e Nader (1991) investigaram o comportamento de resistência de solos de alteração de migmatito, com ensaio de cisalhamento por torção, tipo *ring shear*. Os valores de ϕ_r encontrados foram muito menores do que aqueles esperados para os valores de Índice de Plasticidade (IP) e FA. Novamente, os autores atribuíram este comportamento possivelmente devido à presença de mineral micáceo no solo estudado, porém associada com a presença de caulinita.

Boyce (1984) analisou o comportamento de resistência de solos residuais africanos, por meio da determinação do ângulo de atrito residual destes solos. Foram objetos de estudo um solo saprolítico de alteração de filito e outro de alteração de diabásio. Estes solos mostraram valores de ϕ_r abaixo do esperado para seus respectivos índices de plasticidade e fração de argila (FA), conforme previsão da literatura. De fato, Boyce (1984) identificou que ambos os solos apresentavam em sua composição quantidade significativa do mineral mica, com grãos corresponde à fração de silte.

2.2 MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa de solo são eventos que se processam em taludes, isto é, em superfícies inclinadas de um maciço de solo e/ou rocha, podendo ser uma estrutura natural ou ainda construída pelo ser humano (como aterros e cortes, GERSCOVICH, 2016). Pode-se então definir o movimento de massa de solo como sendo o deslocamento de um determinado volume de material, os quais são processos atrelados a instabilidade de taludes (GERSCOVICH, 2016).

Quanto a classificação destes movimentos, apresenta-se na Tabela 2 uma síntese de suas classes. Nota-se que a classificação apresentada consiste apenas do caso particular de solos, uma vez que tal classificação poder ser ampliada para casos cujo material envolvido no deslocamento serem rochas/fragmentos de rocha.

Tabela 2 – Classificações dos principais movimentos de massa de solo

Tipo de Movimento	Corridas	Escorregamentos	Rastejo (fluência ou <i>creep</i>)
Superfícies de deslocamento	Múltiplas, internas e externas a massa em movimentação	Poucas, externas	Múltiplas, internas
Velocidade dos deslocamentos	Velocidades médias (km/h) até altas (m/s)	Velocidades médias (km/h) até altas (m/s)	Muito baixas (cm/ano), decrescentes com a profundidade
Processo de deslocamento	Movimento análogo a um líquido viscoso	Por meio de superfícies planares, circulares ou em cunha	Movimentos constantes, sazonais, ou intermitentes
Observações/ Peculiaridades	Desenvolvimento ao longo de drenagens; Fortemente influenciado pela água; Grandes volumes de material e extenso raio de alcance	Geometria e materiais envolvidos variáveis Pequenos ou grandes volume de materiais envolvidos	Geometria indefinida

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016)

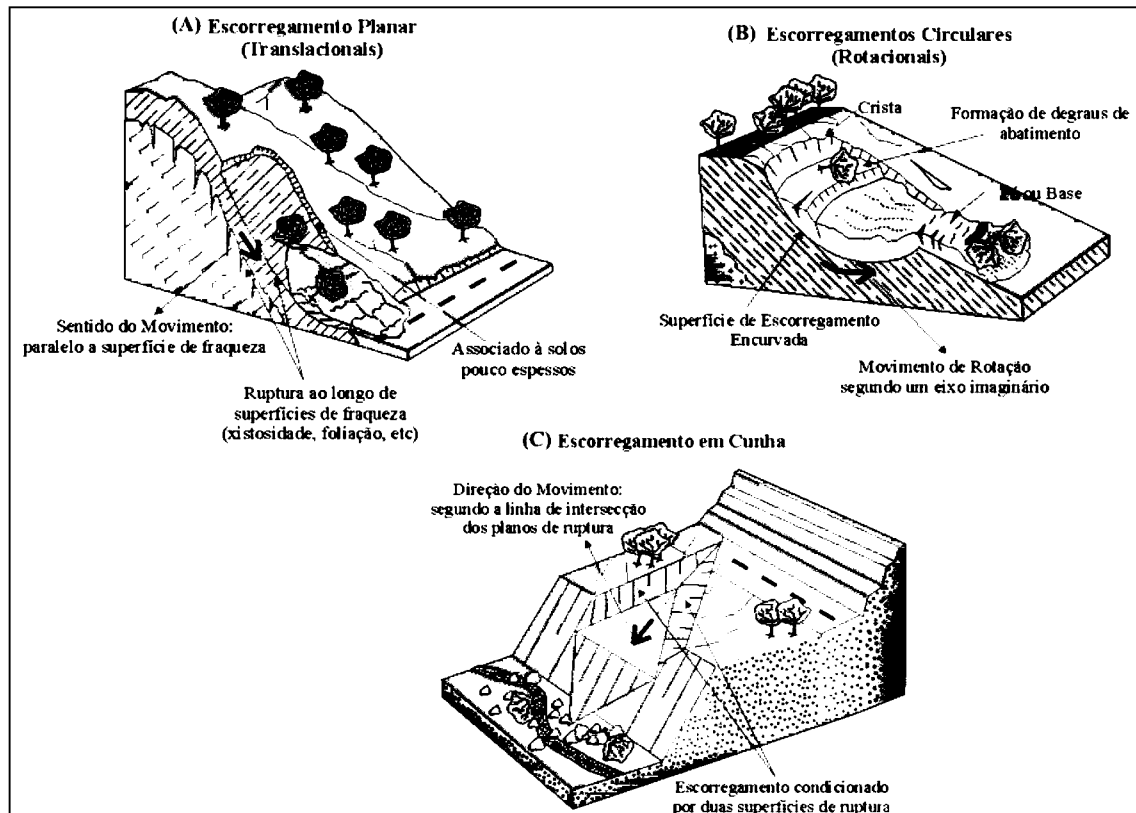
Salienta-se que as corridas e os rastejos fazem parte da mesma categoria de classificação: o escoamento, definido como um movimento contínuo, com ou sem superfície de deslocamento evidente, e dissociados a uma velocidade específica de ocorrência (VARNES, 1978). Dessa maneira é coerente a corrida, cuja velocidade é elevada, estar classificada juntamente com o rastejo, que se processa lentamente.

Um escorregamento trata-se de um movimento rápido, cuja superfície de ruptura é bem definida. O processo que governa sua ocorrência é a situação em que se tem as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo igual a resistência ao cisalhamento dessa mesma massa (GERSCOVICH, 2016). Nesse sentido, a superfície de ruptura será aquela cuja razão entre cisalhamento mobilizado e cisalhamento resistente seja a menor no maciço de solo.

Devido a essa característica de superfície bem definida, é comum a classificação dos tipos de escorregamentos com base da geometria dessa mesma superfície, como escorregamento planar, circular ou em cunha, conforme ilustrado na Figura 5.

A classe da geometria que ocorre num escorregamento será função de suas características geomorfológicas. Nesse âmbito, o escorregamento do tipo planar ocorre em maciços com características de descontinuidades ou planos de fraqueza. Por sua vez, um escorregamento do tipo rotacional ou circular ocorre em maciços homogêneos. Dependendo do grau de anisotropia do material, o formato da superfície será mais ou menos achatada, sendo mais uniforme para solos cujo comportamento se aproxima do isotrópico. Por fim, a ruptura do tipo cunha, ocorrerá quando houve situação de cruzamento entre planos de fraqueza, não paralelos à superfície do terreno (GERSCOVICH, 2016).

Figura 5 – Classes de movimentos de escorregamento com base na geometria.



Fonte: Adaptado de Universidade Estadual De São Paulo (2010).

2.3 INVESTIGAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica tem como objetivo obter características do maciço de solo por meio de ensaios de campo e de laboratório. Neste trabalho é de relevância tratar de sondagens de reconhecimento mistas, as quais combinam o SPT (*Standard Penetration Test*) com sondagem rotativa, pois estes são utilizados para reconhecimento e caracterização do solo do local de estudo.

Em relação às ferramentas de instrumentação de campo, é pertinente descrever os equipamentos de monitoramento cujos dados são utilizados na presente pesquisa, são esses: inclinômetro e piezômetro.

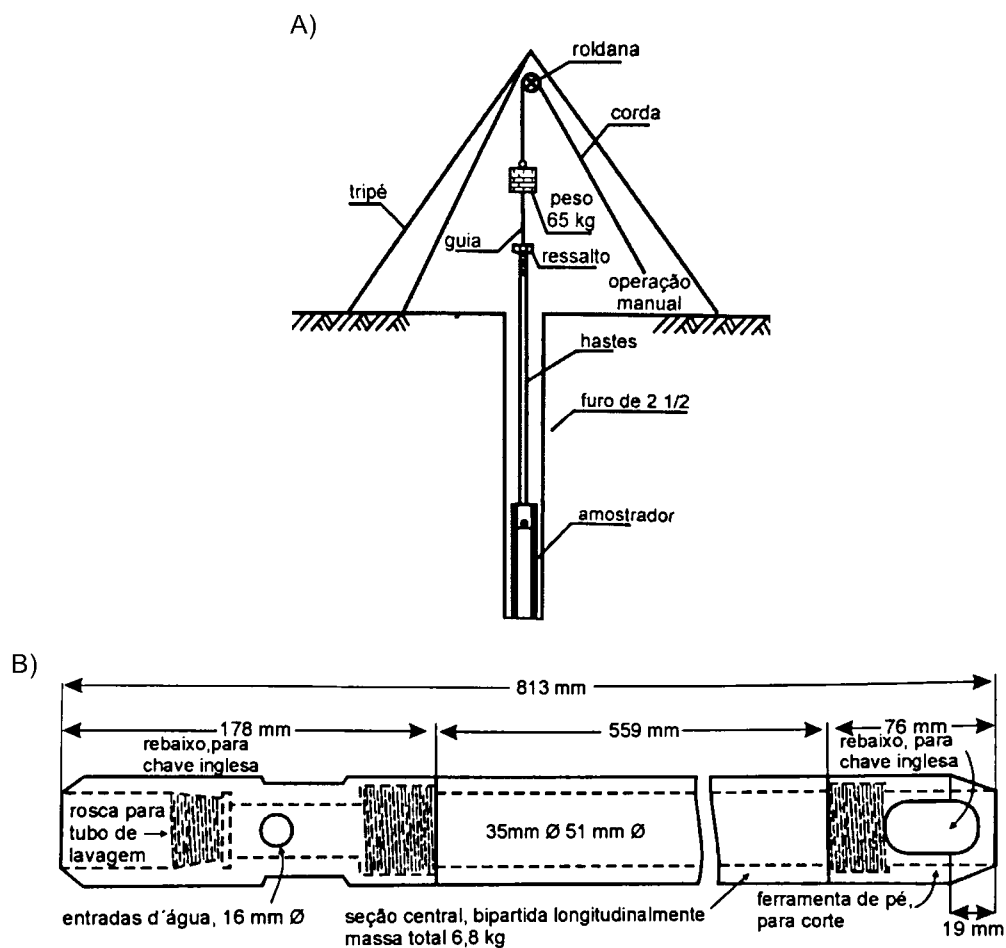
2.3.1 Sondagens de reconhecimento

O SPT é uma ferramenta útil na investigação geotécnica. O ensaio é reconhecidamente a técnica mais popular empregue na prática atual, por ter uma rotina de execução bem estabelecida, além de ser economicamente atrativo e permitir

realizar estimativas de densidade de solos granulares e consistência de solos coesivos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O procedimento de realização do ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão (Figura 6B), cujo diâmetro externo possui 50 mm, caindo de uma altura de 750 mm, utilizando um peso de 65 kg (Figura 6A). Define-se o valor N_{SPT} como sendo o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, mediante uma prévia cravação de 150 mm (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Figura 6 – Ilustração de instrumentos do SPT



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012)

Legenda: (A) Esquema da montagem do ensaio SPT; (B) Detalhe do amostrador utilizado para cravação

Após a cravação, o amostrador é removido do terreno e aberto. Em seguida é feita a identificação da amostra removida, com definição do tipo de solo por meio de análise tátil visual. Por conseguinte, a amostragem permite realizar a determinação

das camadas constituintes do solo, ou estratos, havendo definição do tipo de solo e sua espessura. De maneira geral, o ensaio tem fim quando se torna difícil realizar a cravação do amostrador no sub-solo, sendo o estrato inferior a este considerado impenetrável. Segundo a ABNT NBR 6484:2001, a qual normatiza o procedimento de execução do SPT no Brasil, paralisa-se a cravação do amostrador antes dos 45 cm de penetração quando: em qualquer um dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30; for atingido um total de 50 golpes durante toda a cravação; ou, não se constata a penetração do amostrador-padrão durante a execução de cinco golpes sucessivos.

Cabe ainda salientar que o ensaio tem como resultado uma medida que não possui significado físico – número de golpes para cravação. Isto é, não é capaz de indicar uma força ou ainda tensão necessária para realizar a ruptura do solo analisado.

2.3.2 Determinação de parâmetros geotécnicos com base no SPT

Devido a elevada disseminação do ensaio, foram criados modelos empíricos ou semi-empíricos para determinar parâmetros de resistência tanto para solos friccionais quanto para solos coesivos, e ainda para resistência de rochas brandas (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Neste contexto, Schnaid e Odebrecht (2012) apontam a necessidade de correção do valor de N_{SPT} , influenciada pela energia de cravação. É então introduzido o conceito de $N_{SPT,60}$, que corresponde à energia de referência de 60%. Calcula-se o $N_{SPT,60}$ por meio da Equação (1).

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot E_{aplicada}}{0,60} \quad (1)$$

Em que:

$N_{SPT,60}$ – energia de referência de 60%

$E_{aplicada}$ – Energia aplicada no ensaio, em fração decimal.

Para ensaios realizados no Brasil, segundo os padrões da norma brasileira, com acionamento manual do martelo, há o fornecimento de $E_{aplicada} = 66\%$ (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os parâmetros geotécnicos de resistência dos solos podem ser determinados empiricamente por meio do N_{SPT} determinado no ensaio de sondagem à percussão SPT. No caso de solos granulares, estão à disposição para utilização correlações entre o N_{SPT} e a densidade relativa (D_r), ou ângulo de atrito interno do solo (ϕ'). Dentre as possíveis correlações para serem empregues na estimativa da densidade relativa, podem-se mencionar as equações de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986). Estas estão apresentadas nas Equações (2) e (3), respectivamente.

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,23\sigma'_{v0} + 16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

Em que:

σ'_{v0} : tensão efetiva do solo (kN/m²)

D_r : densidade relativa do solo

O valor de D_r permite, então, a obtenção do ângulo de atrito do solo. Dentre os métodos disponíveis para este cálculo, pode-se mencionar a equação de De Mello (1971), apresentada na Equação (4).

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad (4)$$

Há ainda à disposição as equações propostas por Teixeira (1996) e por Hatanaka e Uchida (1996), as quais são utilizadas na estimativa do ângulo de atrito interno dos solos granulares. Estas são apresentadas nas Equações (5) e (6), respectivamente.

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{SPT}} \quad (5)$$

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}} \quad (6)$$

Além do ângulo de atrito do solo, pode-se ainda estimar parâmetros de deformabilidade do solo, como o módulo de Elasticidade, E (módulo de Young), ou

ainda o módulo transversal, G_0 . Seu uso não é amplamente recomendado, pois estas variáveis sofrem interferência de fatores que não são levados em consideração na sondagem à percussão. Além disso, o módulo transversal é obtido para pequenas deformações e o SPT é um ensaio que provoca grandes deformações no solo, gerando incoerência nas premissas adotadas para sua obtenção (STROUD, 1989). Para estimativa do módulo E, a Tabela 3 apresenta valores de correlações que podem ser utilizados na estimativa, com base no valor de N_{SPT} , ao passo que para o módulo G_0 , as Equações (7) e (8) indicam, respectivamente, como podem se obter os valores mínimos e máximos desta variável.

Tabela 3 – Valores de correlação de N_{SPT} com o módulo de elasticidade

N_{SPT}	$E/N_{SPT,60}$ (Mpa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,3 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

$$G_0 = 200 \sqrt[3]{N_{SPT,60} \sigma_v' p_a^2} \quad (7)$$

$$G_0 = 450 \sqrt[3]{N_{SPT,60} \sigma_v' p_a^2} \quad (8)$$

Apesar da utilidade das equações empíricas na obtenção de parâmetros de resistência do solo, ainda recomenda-se a realização de comparação dos resultados obtidos por meio do uso de correlações empíricas com aqueles determinados por meio de ensaios de laboratório ou mesmo de campo, além de verificar a relação dos dados com valores obtidos para solos similares, utilizando-se resultados disponíveis na literatura (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

2.3.3 Sondagem rotativa

Em situações em que o SPT atinge o impenetrável pode-se fazer uso da sondagem mista, a qual combina o SPT com a sondagem rotativa, para que haja reconhecimento das camadas mais resistentes do substrato. O SPT é empregue nos

primeiros metros da sondagem e, assim que a penetração do amostrador se torne impossibilitada, é dado início à sondagem rotativa.

A sondagem rotativa é um método de investigação que consiste no uso de um conjunto mecanizado, projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico. A ação perfurante é dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. Denomina-se testemunho a amostra de rocha obtida pela sondagem rotativa (OLIVEIRA, 1998).

Ainda, por meio da sondagem rotativa é possível realizar a determinação do tipo de rocha, grau de alteração, ocorrência de fraturamentos, coerência, planos de xistosidade, porcentagem de recuperação, além do índice de qualidade da rocha (DNER-PRO 102/97).

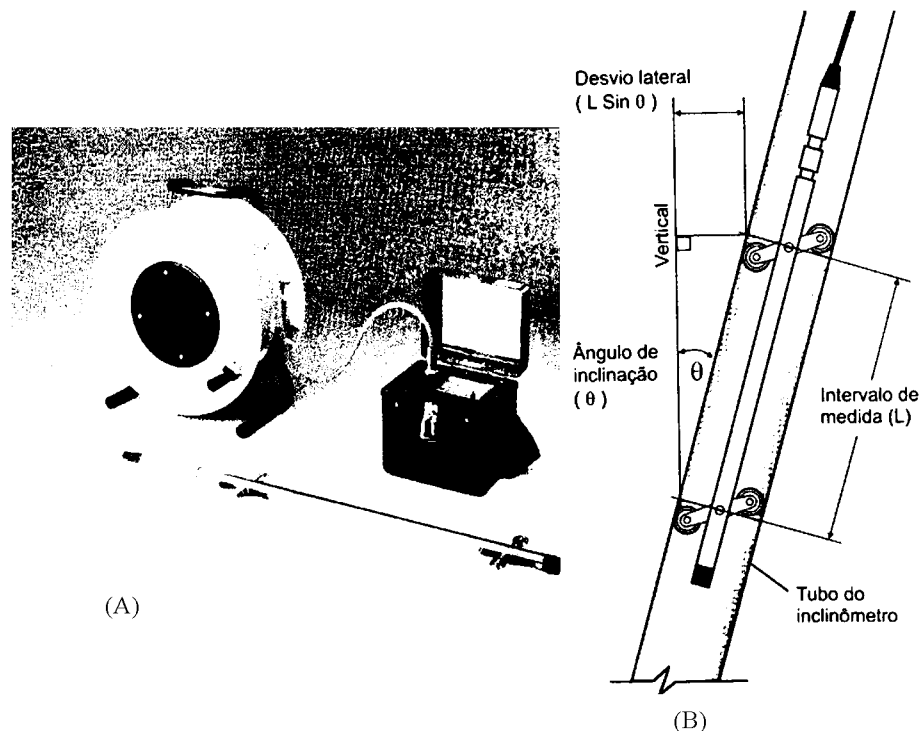
As subseções da sequência, isto é, 2.3.4 e 2.3.5 tratarão de instrumentos de monitoramento geotécnico.

2.3.4 Inclinômetro

Os inclinômetros são equipamentos cuja função é identificar, por meio de um perfil vertical de deslocamentos, onde ocorre possíveis planos de cisalhamento num talude. Por meio disto, pode-se avaliar a estabilidade de taludes naturais, barragens, obras rodoviárias, mineração, entre outros. Os equipamentos consistem de uma espécie de torpedo à prova d'água que possui um pêndulo interno (Figura 7b), o qual é inserido e abaixado dentro de um tubo-guia vertical fornecendo, assim, deslocamentos angulares. Estes deslocamentos podem, então, ser transformados em deslocamentos lineares horizontais, para um dado intervalo vertical. Além do mais, o tubo guia deve ser previamente instalado e possuir uma base como referencial fixo, o qual deve ser preferencialmente um topo rochoso (SILVEIRA, 2017).

Com o inclinômetro são realizadas duas leituras perpendiculares entre si. Para a obtenção dos deslocamentos horizontais nessas direções, compara-se o dado do ponto na profundidade em consideração com a respectiva leitura zero, isto é, leitura inicial registrada para aquela profundidade. Sendo que, o usual, é a informação é captada a cada 0,5 m (HUNT, 2004).

Figura 7 – Ilustração de inclinômetro.



Fonte: Adaptado de Silveira (2017)

Legenda: (A) torpedo ligado ao equipamento de abaixamento no tubo guia e módulo de leitura. (B) detalhe do torpedo quando inserido no tubo guia

De acordo com Bressani (2009) os inclinômetros são sensores de verticalidade. Nesse sentido, são os dispositivos mais úteis quando se necessita determinar movimentação do subsolo, devido a sua precisão e identificação de regiões que sofrem deslocamento.

Ao fazer-se a diferença de leituras entre a data considerada e a data inicial (de instalação), pode-se obter os deslocamentos no maciço no período em questão. Ou seja, o equipamento propicia um monitoramento do desenvolvimento de deslocamentos ocorridos no maciço em questão, fator muito útil em uma análise de mudança na estabilidade do talude no decorrer do tempo (BRESSANI, 2009).

2.3.5 Piezômetro

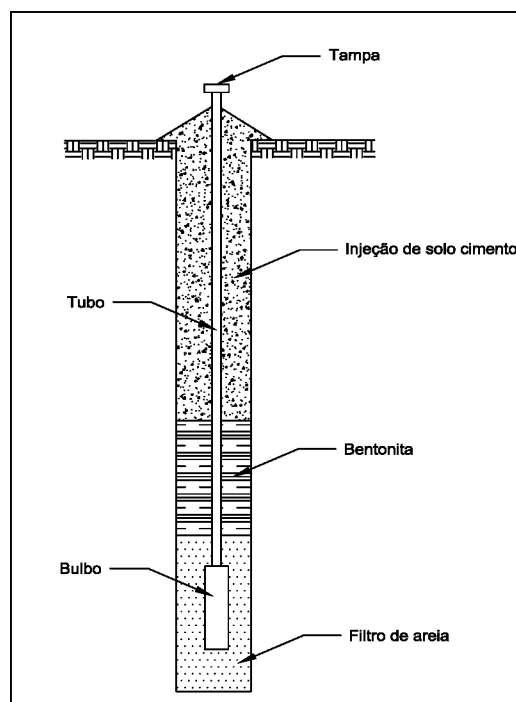
Piezômetros são instrumentos utilizados para monitoramento geotécnico quando se buscam valores de poro-pressões positivas no maciço de solo. Dentre os diversos tipos existentes de piezômetros (pneumático, hidráulico, de resistência elétrica, fibra óptica, corda vibrante) um dos mais utilizados para monitoramento em

campo é o piezômetro de tubo aberto, também designado piezômetro de Casagrande ou ainda *standpipe* (HUNT, 2004).

A Figura 8 ilustra um piezômetro *standpipe*. Esse equipamento é constituído de um bulbo, instalado no local onde se pretende medir a carga de pressão. Esse bulbo é ligado por um tubo até o local onde será feita a leitura. A instalação do bulbo é usualmente realizada em um furo de sondagem que recebeu uma limpeza prévia, e ao seu redor é colocada uma camada de areia, a qual exerce a função de filtro. Além disso, sobre a camada de areia é feito um selo de bentonita ou solo-cimento par fins de isolamento do filtro. Por fim, o restante do furo é preenchido com o solo natural da área (SILVEIRA, 2017).

Os piezômetros *standpipe* são instrumentos de fácil confecção e instalação, e apresentam alta durabilidade e confiabilidade. Efetua-se a leitura do instrumento normalmente com um “pio elétrico”, ou medidor de nível de água, o qual trata-se de uma trena com um sensor elétrico que emite som assim que entrar em contato com a água. Com isso, obtém-se a distância entre a boca do tubo e o nível de água. E, como a distância entre o bulbo e a boca do tubo é conhecida, por subtração encontra-se a altura de coluna de água sobre o bulbo.

Figura 8 – Esquema de piezômetro standpipe



Fonte: adaptado de Silveira (2017)

2.4 MODELAGEM GEOTÉCNICA PARA ESTABILIDADE DE TALUDES

Esta seção traz a literatura fundamental para este trabalho no aspecto de modelagem geotécnica de taludes. São abordados temas de análise de equilíbrio limite, retroanálise e análise de tensão-deformação.

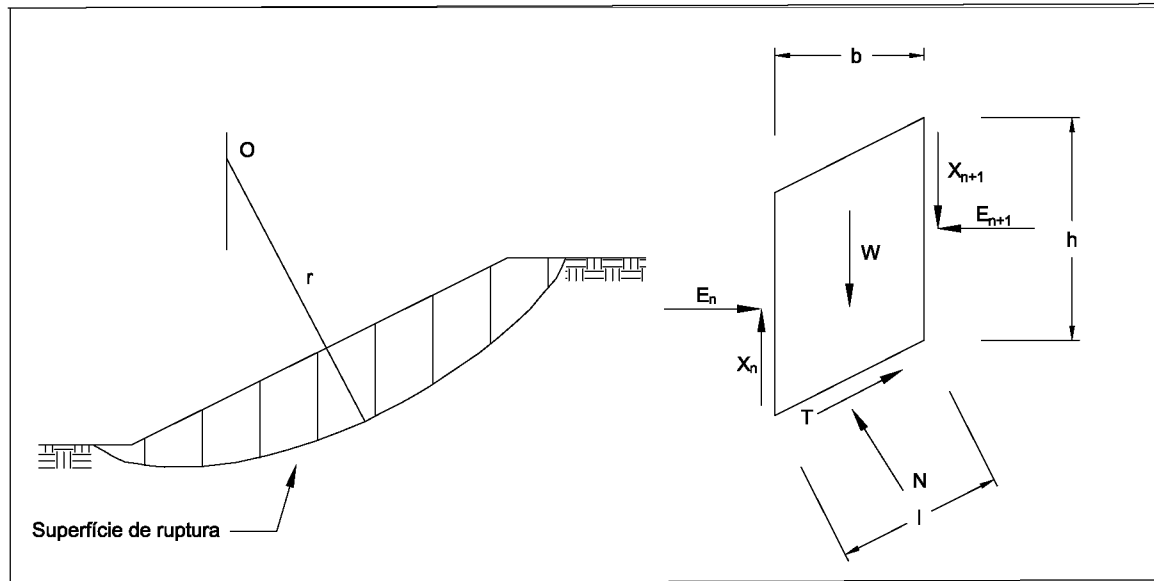
2.4.1 Análise de Equilíbrio Limite

O método de equilíbrio limite (MEL) é uma ferramenta dotada de simplicidade em sua aplicação e possui uso difundido na engenharia, sendo o recurso mais utilizado na atualidade para análise de estabilidade de taludes (SILVA, 2011). A base do método é a análise das forças atuantes e resistentes no maciço, e seu resultado é o fator de segurança (FS), cuja uma das definições, utilizada no MEL, é dada pela Equação (9). Esta se baseia na razão entre estes esforços, porém podem ser consideradas as interações entre os momentos. Assim, quando $FS = 1,00$ considera-se que o maciço está na iminência de ruptura.

$$FS = \frac{F_{resistente}}{F_{atuantes}} \quad (9)$$

O MEL se baseia na aplicação da técnica das fatias ou das lamelas. Neste procedimento, uma massa de solo, delimitada por uma determinada superfície de ruptura e pela superfície do terreno, é subdividida em unidades de análise verticais. Essas unidades são então definidas, tendo dimensões de largura b e altura h . As forças atuantes nelas são a força normal (N), força tangencial (T), forças normais de interação entre lamelas (E_n e E_{n+1}), forças tangenciais de interação entre unidades (X_n e X_{n+1}), além do peso próprio do solo (W). Estes esforços atuantes estão esquematizados na Figura 9b.

Figura 9 – Esquema de técnica do método de equilíbrio limite.



Fonte: Adaptado de Freitas, 2011.

Legenda: (a) superfície de ruptura e fatias e (b) esforços atuantes em uma fatia unitária.

Com base nas considerações e simplificações feitas, os MELs podem ser classificados em simplificados e rigorosos. Nos primeiros, são satisfeitos equilíbrio de força ou de momento. Já nos segundos, ambos são satisfeitos ao mesmo tempo. Devido à facilidade de cálculo por meio de ferramentas computacionais, tem-se dado preferência para métodos rigorosos, em razão da maior precisão de resultados que se pode obter com essa classe de métodos (CHENG & LAU, 2008).

Um dos MELs mais completos é o método de Morgenstern e Price (1965). Este método pressupõe a satisfação de todas as condições de equilíbrio, isto é, força e momento. Sendo, portanto, da classe rigorosa. A superfície de ruptura pode apresentar qualquer formato, não necessariamente circular. Além, disso, o equilíbrio dos momentos e forças é dado por equações diferenciais que possuem três incógnitas, E e X (forças de interação) e y' (linha de pressão). As forças de interação são ainda dadas por uma função $f(x)$, multiplicada por um fator λ , determinado previamente (FREITAS, 2011).

Massad (2003) afirma que os MELs adotam a simplificação de considerar a massa de solo como um material rígido-plástico, em que o processo de instabilidade consiste na hipótese de que, na iminência da ruptura, há o equilíbrio do sistema.

2.4.2 Cálculo de parâmetro de resistência do solo

O cálculo de parâmetro de resistência do solo é o processo inverso de um dimensionamento ou previsão, em que não se busca estimativa de fatores de segurança ou deformações, mas sim obter valores de parâmetros que levaram a instabilização ou deformações excessivas cujos valores são conhecidos (CALLE, 2000).

A metodologia é tradicionalmente usada em casos em que há registros de ruptura, quando se identifica pelo menos uma das extremidades da cunha de ruptura formada, sendo mais comum o conhecimento da crista de ruptura (MELLO, 1972).

Além do mais, tende-se a aplicar o procedimento para casos em que se sabe que a cunha de ruptura tem formato circular, ou que pode ser assumida como tal. Porém, a extensão para outros formatos de ruptura, como a planar, também pode ser realizada (WOLLE, 1980).

A metodologia para cálculo dos parâmetros de resistência do solo segue a realização de tentativas de cálculos de estabilidade por meio de métodos de equilíbrio limite, como em Morgenstern & Price, (1965) ou Spencer, (1967). Deve-se para tal haver conhecimento da topografia local, da posição do nível d'água no maciço e das camadas de solo, em especial da camada que sofreu instabilização, via de regra a camada mais superficial (GOMES, 2003).

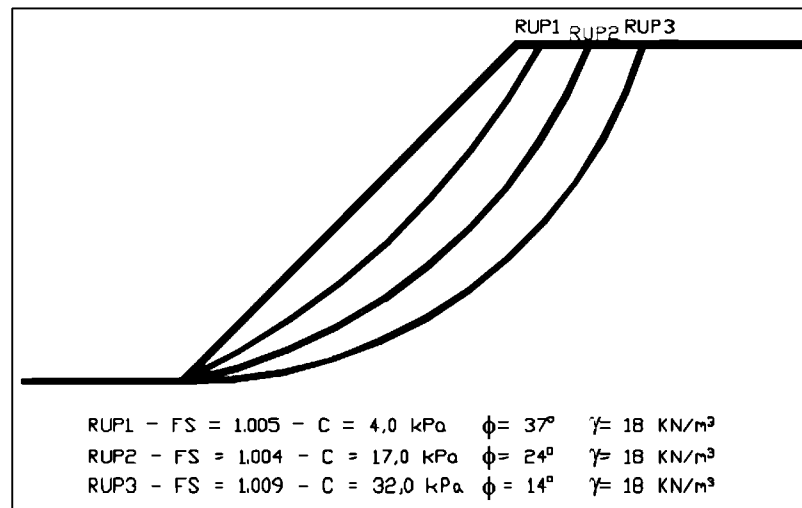
Para esta camada são estimados pares arbitrários (coesão, ângulo de atrito), e feita a análise de equilíbrio limite, buscando-se parâmetros para os quais se obtenha uma situação com $FS = 1,00$. Atualmente, este cálculo é de simples realização em softwares que realizam análise de estabilidade por equilíbrio limite (GOMES, 2003).

Cabe, entretanto, salientar a importância da escolha da cunha de ruptura. Neste âmbito, de acordo com Wolle (1980), para solos em que a coesão possui valores elevados, quando comparados aos do ângulo de atrito, há tendência de ocorrerem superfícies de ruptura mais profundas. Isto é, as superfícies de ruptura tendem a ser mais rasas quando o ângulo de atrito possui um valor relativamente maior do que o da coesão. Destaca-se que o efeito da tensão de confinamento é primordial nestas situações, pois sua influência é maior no caso de solos granulares (com maior ângulo de atrito), e seus valores são mínimos na superfície do terreno.

Quando se realiza uma pesquisa de superfícies de ruptura crítica, com variação de parâmetros, este fato pode ser constatado principalmente em situações

em que o solo pode ser considerado homogêneo, como visto na Figura 10 (GOMES, 2003).

Figura 10 – Variação da superfície de ruptura com predominância de coesão ou ângulo de atrito



Fonte: Gomes (2003)

Calle (2000), realizou um estudo em que foi analisada a ruptura por escorregamento de um solo tropical residual da região de São Carlos/SP. Com o uso da retroanálise foi possível obter os parâmetros de resistência do solo, além de propriedades inerentes a solos não saturados.

Gomes (2003) empregou técnicas de cálculo de parâmetro de resistência do solo para determinar os parâmetros de resistência de um talude instabilizado, os quais puderam ser utilizados para um projeto de engenharia geotécnica, para estabilização da estrutura. Baseando-se na estimativa do ângulo de atrito dos materiais envolvidos, foi escolhido de maneira empírica um dos vários pares da curva $c = f(\phi)$, satisfazendo a condição de FS = 1,00.

Zonta (2018) realizou uma análise de parâmetro de resistência do solo num talude da região da Serra do Mar, onde havia cobertura de solos residuais e coluvionares. O autor aponta que foi possível reconstituir o mecanismo de instabilidade verificado no sítio, representando um ensaio em escala natural. O qual, complementado por ensaios laboratoriais, permitiram a determinação com confiança dos parâmetros de resistência característico do solo.

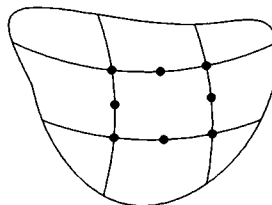
2.4.3 Análise Tensão-Deformação

De acordo com Hetland (2015), uma técnica de modelagem numérica em destaque é o Método dos Elementos Finitos (MEF). O princípio de aplicação desta ferramenta se baseia em realizar uma divisão de uma estrutura contínua e complexa em segmentos de menores dimensões e também mais simplificados. Estes segmentos são denominados elementos finitos, os quais tem resposta de comportamento governada por seus graus de liberdade e definida por equações algébricas.

A modelagem geotécnica de tensão-deformação tem como base a utilização do MEF. No âmbito da geotecnia, por meio de propriedades do material, como: elasticidade, plasticidade e tensão de ruptura, é possível obter tensões e deformações nos vários pontos do material (isto é, elementos). Além do mais, o MEF possibilita análise não-linear para as relações de tensão e deformação do material, além de facilmente simular anisotropia e influência da presença de água (poropressão) no solo (WOOD, 2014).

Como mencionado, o material é discretizado em subunidades, os quais são compostos a partir do número de nós impostos. Quanto maior o número de nós, e consequentemente o número de elementos, maior será a aproximação do resultado do estado real. No entanto, quanto maior a discretização do modelo, maior é o tempo de processamento, sendo necessário obter equilíbrio entre eles. Além do mais, pode-se ter variedade no formato dos elementos, podendo ser triangulares, quadrilaterais, hexagonais, entre outros (SILVA, 2011).

Figura 11 – Exemplo de discretização (elemento quadrilateral)



Fonte: Silva (2011).

A simulação de colapso em materiais geotécnicos, de acordo com Wood (2014), pode ser realizado com utilização do MEF, por meio de duas vias:

(a) redução dos parâmetros de resistência (*Strength Reduction Factor*, SRF);

(b) incremento progressivo do carregamento que solicita o solo.

O método (a), SRF, tem como base as Equações (10) e (11). Obtêm-se c^* e $\tan \phi'^*$ de tal maneira que haja equilíbrio no sistema.

$$c^* = \frac{c}{SRF} \quad (10)$$

$$\tan \phi'^* = \frac{\tan \phi'}{SRF} \quad (11)$$

Em que:

c – coesão do solo

c^* – coesão em que há equilíbrio no sistema

ϕ – ângulo de atrito do solo

ϕ^* – ângulo de atrito do solo em que já equilíbrio no sistema

Além disso, o SRF é o método mais utilizado devido à maior facilidade na realização da rotina de cálculo. Entretanto, mesmo com essa facilidade relativa, o cálculo é complexo, e exige, para problemas bidimensionais, o uso de *softwares* computacionais. Os programas comerciais mais comumente utilizados no âmbito da geotecnia são o *Plaxis®* e o *Phase®* (SILVA, 2011).

Quanto a definição do comportamento das deformações no solo em função das tensões solicitadas, utilizam-se os chamados modelos constitutivos, os quais tem como função buscar teorias e parâmetros que matematicamente modelem fenômenos físicos. Por meio de seu uso, espera-se que representem relações tensões-deformações que acontecem na estrutura do material geotécnico (WOOD, 2014).

2.4.3.1 Modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb

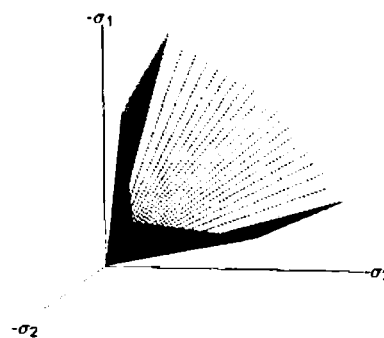
Dentre os diversos modelos constitutivos existentes na literatura, um dos mais amplamente utilizados é o modelo elastoplástico com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (abreviado neste trabalho como MC). Sua aplicação é indicada para caso de solos ou rochas com comportamento friccional (possuem atrito interno) e parcela de resistência devido a comportamento coesivo. Além do mais, este é um modelo de comportamento elasto-plástico, isto é, permite modelar deformações tanto

recuperáveis (elásticas), ou ainda deformações permanentes (plásticas). O modelo se baseia definindo a resistência ao cisalhamento conforme a Equação (12).

$$\tau = c + \tan \phi' \quad (12)$$

Adicionalmente, o modelo adota um comportamento de plastificação de endurecimento ou enrijecimento isotrópico (*strain hardening*), conforme ilustrado pela superfície de escoamento na Figura 12. Isso indica que o material, ao receber um incremento de deformações plásticas (não recuperáveis), apresenta um ganho na resistência, a qual, por ser isotrópica, é tão maior quanto for o estado de tensões a que se submete o elemento.

Figura 12 – Superfície de escoamento conforme critério de Mohr-Coulomb



Fonte: Wood (2014)

2.4.3.2 Modelo constitutivo de Duncan e Chang (1970)

O comportamento mecânico dos solos é altamente não-linear e apresenta dependência da magnitude de tensões em seu comportamento de rigidez. O modelo de Duncan-Chang (Duncan e Chang, 1970) é um modelo desenvolvido para abordar essas características.

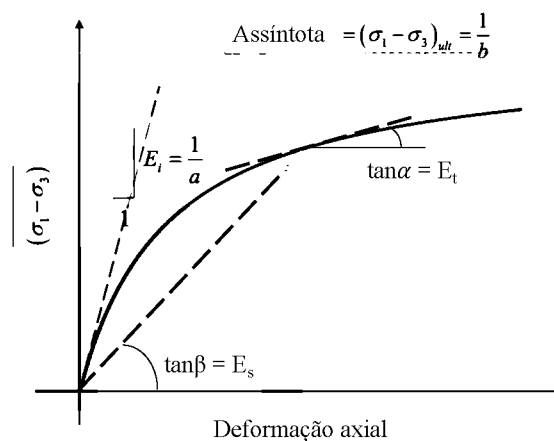
Este é um modelo constitutivo hiperbólico bem estabelecido, com uma história na mecânica dos solos (Zhao et al., 2019; Li et al., 2013). O modelo ganhou grande popularidade na engenharia geotécnica, especialmente na análise numérica de barragens (Chen et al., 2011). Porém, o modelo pode ser aplicado em diversos outros contextos, como estabilidade de taludes, escavações e estruturas de contenção (Zhao et al, 2019)

De acordo com testes triaxiais, a relação entre a tensão desviatória e a tensão axial pode ser descrito pela relação presente na equação (13).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (13)$$

Em que σ_1 e σ_3 representam as tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, ε_1 denota a deformação axial, e a e b são as constantes do modelo. No modelo de Duncan e Chang, as propriedades macroscópicas do solo, principalmente o módulo de elasticidade, apresentam variação de acordo com o estado de tensões.

Figura 13 – Relações entre tensão e deformação no modelo de Duncan e Chang (1970)



Fonte: adaptado de Zhao et al. (2019)

De acordo com Zhao et al. (2019), para definir a resistência do material, são utilizados os parâmetros convencionais de Mohr-Coulomb. Além disso as variáveis necessárias para descrever o comportamento de rigidez de um material geotécnico, na condição de carregamento, de acordo com o modelo, são:

R_f : taxa de falha, a qual geralmente está entre 0,60 e 0,95;

K : *modulus number*, adimensional, que representa o módulo Young (E), e varia usualmente entre 300 a 1120;

n : expoente do módulo, o qual governa a dependência de E com o estado de tensão, com valores entre 0 e 1,00;

p_a : pressão atmosférica, a qual é utilizada para normalizar os demais parâmetros.

A taxa de falha, R_f , é a razão entre a tensão desviatória na condição de falha e a assíntota de tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$), obtida pelo critério de Mohr-Coulomb. Para o cálculo do módulo de elasticidade inicial (E_i) do modelo, utiliza-se a equação 14. Para o cálculo do módulo de elasticidade secante (equação 15), é necessário o valor da tensão desviatória. Para o caso específico da tensão desviatória na condição de ruptura, esta é obtida por meio da equação 16.

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (14)$$

Em que:

E_i – módulo de elasticidade inicial;

K – *modulus number*, fator que representa o módulo de Young;

σ_3 – tensão principal mínima;

p_a – pressão atmosférica;

n – expoente do módulo.

$$E_{sec} = E_i \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi') (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi' + 2\sigma_3 \sin \phi'} \right] \quad (15)$$

Em que:

E_{sec} – módulo de elasticidade secante;

R_f – taxa de falha;

σ_1 – tensão principal máxima;

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ – tensão desviatória;

ϕ' – ângulo de atrito efetivo do solo;

c – intercepto coesivo do solo.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi' + 2\sigma_3 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (16)$$

Em que:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ – tensão desviatória na condição de ruptura;

2.4.4 Módulos de elasticidade para diferentes trajetórias de tensão

O comportamento de rigidez de um solo é função de diversas variáveis, dentre as quais, um importante fator é a trajetória de tensão ao qual o solo é submetido. Lambe e Whitman (1979) trazem resultados de ensaios de laboratório (triaxiais), em amostras de solos conduzidos a diferentes caminhos de tensão, em que foram calculados os respectivos módulos de elasticidade

Estes resultados estão reproduzidos na Tabela 4, em que pode-se verificar os módulos de elasticidade secantes para 50% da tensão desviatória máxima (E_{50}), para cada uma das condições de interesse. Verifica-se que o valor de E_{50} obtido em um ensaio de extensão descarregamento (ED) é três a quatro vezes a magnitude de E_{50} em relação a um ensaio cuja trajetória é de compressão descarregamento (CD). Além disso, E_{50} para a condição ED é também três a quatro vezes maior do que aquele encontrado numa situação de trajetória de compressão carregamento (CC).

Tabela 4 – Determinação de E_{50} para diferentes trajetórias de tensão

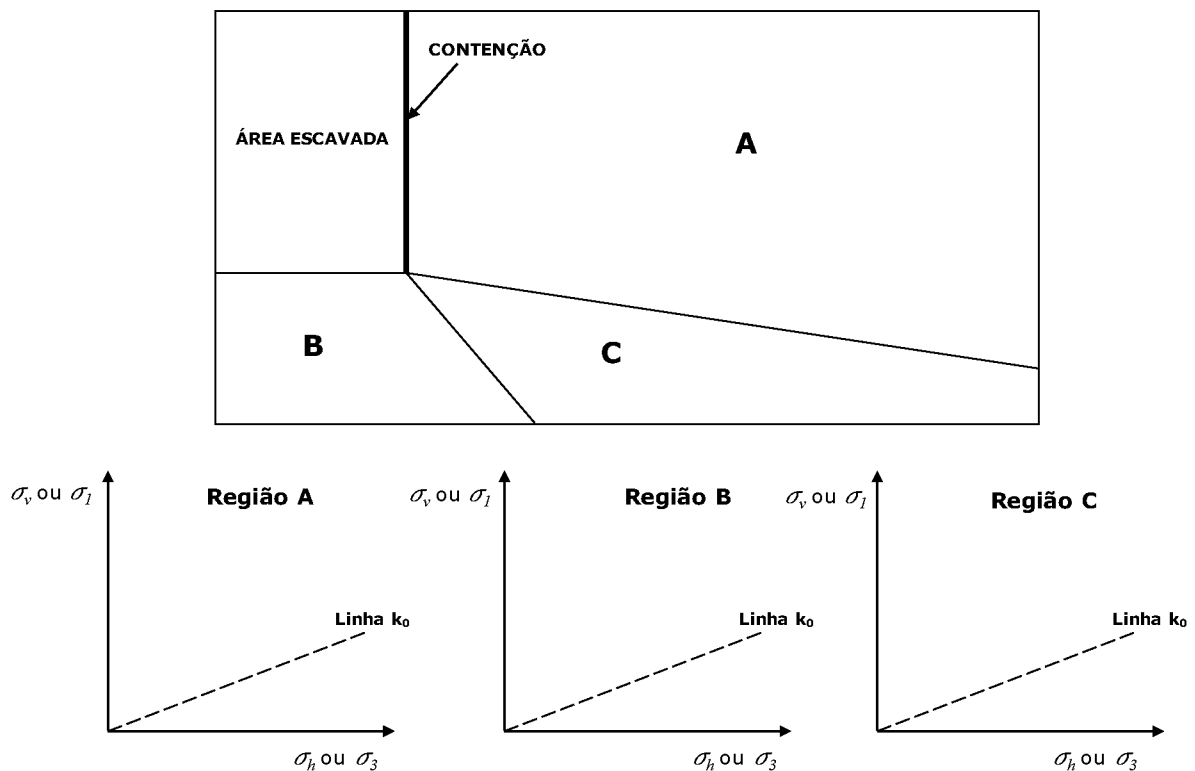
Teste nº	Trajetória de tensão	Estado inicial			Estado de falha				E_{50} (kgf/cm ²)
		σ_{v0} (kgf/cm ²)	σ_{h0} (kgf/cm ²)	e	σ_v (kgf/cm ²)	σ_h (kgf/cm ²)	e	50% ($\sigma_{v0} - \sigma_{h0}$) (kgf/cm ²)	
1	CC	1,00	1,00	0,53	4,80	1,00	0,54	1,90	950
2	CC	3,00	3,00	0,54	13,90	3,00	0,56	5,45	1363
3	CD	0,98	3,00	0,56	0,98	0,19	0,57	0,40	3950
9	CD	1,04	0,34	0,54	1,02	0,20	0,57	0,41	4100
10	ED	0,34	3,02	0,55	0,20	3,02	0,54	1,41	10750
21	ED	0,51	1,00	0,55	0,32	1,00	0,55	0,34	13700

Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman (1979)

Eisenstein e Medeiros (1983) apresentaram uma análise, mediante uso de método dos elementos finitos, das trajetórias de tensão às quais um maciço, onde é executada uma contenção por processo de escavação, está submetido (Figura 14). De acordo com os autores, há três diferentes regiões de tensão que ocorrem, conforme as alterações que são impostas no solo, durante o processo de escavação. A região localizada acima da base da escavação (Figura 14, região A, e respectivo gráfico A) não exhibe significativas mudanças na tensão vertical, entretanto a tensão horizontal é reduzida, devido ao processo de desconfinamento lateral que acontece

devido a retirada de material. Esta área sofre, portanto, compressão por descarregamento. A região que se encontra no fundo da escavação (Figura 14, região B, e respectivo gráfico B), logo abaixo desta, não apresenta mudança expressiva na tensão horizontal, e a tensão vertical é aliviada, também devido a remoção do solo. Assim, esta porção está na condição de extensão por descarregamento. Por fim, a área situada entre as regiões A e B (Figura 14, região C, e respectivo gráfico C), inicialmente tem uma redução proporcional nas tensões horizontal e vertical. Na sequência, há uma alteração na tensão horizontal, seguindo aproximadamente a linha k_0 (relação entre tensão horizontal e vertical na condição geostática), até um valor de 20% da tensão vertical. Após isso, ocorre uma trajetória similar à ocorrida na região A, isto é, compressão descarregamento.

Figura 14 – Divisão de regiões de acordo com a trajetória de tensões, em escavações



Fonte: Adaptado de Eisenstein e Medeiros (1983)

Cardoso e Carreto (1985) realizaram uma modelagem de escavação, com o intuito de prever os deslocamentos ocorridos numa obra de contenção. Os autores indicam que, com a utilização de um módulo de elasticidade para a região no fundo da vala igual a 2,50 vezes daquela localizado na região superior, é possível realizar a reprodução numérica do evento.

Jiménez (2008) efetuou modelagens numéricas de tensão e deformação em uma contenção, considerando E_{50} na região abaixo da contenção igual a 3,0 vezes o valor de E_{50} para o solo localizado abaixo da escavação (isto é, $E_{CD} = 3E_{ED}$). Com esta consideração, as estimativas de deslocamentos se aproximaram das medidas realizadas em campo, e verificou-se grande precisão nos deslocamentos previstos para estrutura de contenção.

2.4.4.1 Pesquisas em análise de tensão e deformação

Diversas pesquisas, ao ter como objeto de estudo o comportamento de deslizamentos em taludes naturais, buscaram aplicar o conhecimento de teorias de tensão-deformação em solos.

Utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, Ishii et al. (2012) monitoraram a deformação do maciço de solo argiloso de uma encosta de forma detalhada. Para avaliar tal variável, executou-se um campo experimental de larga escala em uma encosta, e induziu-se um deslizamento artificial por meio de carregamentos. Nesse campo experimental, houve utilização de inclinômetros e extensômetros para aferição de deslocamentos, e piezômetros para acompanhamento da poropressão.

Em paralelo, os autores realizaram simulações numéricas da mesma encosta, por meio de análise de elementos finitos bidimensional. A modelagem sugeriu que a resistência na superfície de deslizamento diminuiu à medida que a massa de escorregamento se movia, isto é, ocorria *strain softening*.

Os autores ainda propuseram, em detrimento de um fator de segurança de SRF (*Strength Reduction Factor*), um “índice de estabilidade”. O método envolve o cálculo, por meio de retroanálise em um *software* de elementos finitos, dos parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizando como critério os deslocamentos observados no campo experimental.

Os resultados obtidos demonstraram que o proposto “índice de estabilidade” apresentou valores muito próximos aos fatores de segurança por um método de equilíbrio limite bidimensional, bem como ocorreu para o FS de SRF. Dessa maneira, os resultados indicam que o índice de estabilidade pode ser aplicável a avaliação da estabilidade da encosta.

Salienta-se, entretanto, que a validade do trabalho de Ishii et al. (2012) se limita a encosta estudada por eles e que não necessariamente todo talude estudado apresentaria o mesmo comportamento quando utilizada a estratégia. Porém, mesmo com essa limitação, a pesquisa é importante por expor uma possibilidade de aplicação de inclinômetros em campo como uma ferramenta para realização de simulações de tensão-deformação em solos.

Pretto (2014) realizou estudo de tensão-deformação numa encosta da Serra do Mar catarinense. Seu objeto de estudo consistiu de um talude com sistema de contenção com estacas raiz e tela metálica grampeada, cujo objetivo é estabilizar o maciço composto de solo residual e do colúvio existente no pé da encosta, às margens da BR-101. Adicionalmente, houve monitoramento de deslocamentos também com o uso de inclinômetros.

Quanto a esses instrumentos, entretanto, foram constatadas nas leituras baixíssimas deformações, em geral menores que 15 mm. O autor justifica essa ocorrência afirmando que no caso de haver ruptura global da encosta por um deslizamento, haveria deformações próximas a 200 mm nos pontos onde os instrumentos estão posicionados. O valor foi obtido pela análise de SRF, implementado com base no modelo de Mohr-Coulomb, cujos valores de fator de segurança eram os mínimos, correspondentes à situação de menor segurança. O autor concluiu que, contanto que o sistema de contenção tenha seu funcionamento adequado, ou seja, resista aos esforços solicitantes, as movimentações esperadas para os instrumentos de fato serão muito pequenas e sugerindo com isso uma situação de estabilidade e segurança da encosta.

He e Cheng (2014) realizaram um estudo teórico, em comparação com estudo de caso de obras para avaliar a adequabilidade do modelo de Duncan e Chang quanto aos resultados de deflexões horizontais e recalques fornecidos. Os autores apontam que o modelo é adequado para as condições mais comuns de carregamento (carregamentos geostáticos e externos estáticos) mas para a condição de carregamento mais situacionais, como carregamentos dinâmicos (por exemplo: carregamentos sísmicos) não se verifica a obtenção de resultados razoáveis.

Hosseininia (2016) desenvolveu um modelo com múltiplas fases para simular uma contenção em cortina atirantada em grande escala. A parede foi analisada por meio de abordagens de homogeneização, isto é, adotando a camada de solo como homogênea, usando o modelo constitutivo de Duncan-Chang. Os resultados das

análises indicaram que houve precisão nos resultados de deslocamentos verificados em campo com os resultados obtidos numericamente, usando o modelo constitutivo hiperbólico de Duncan e Chang.

Zhao et al. (2019) utilizaram um modelo de Duncan Chang para analisar uma barragem de enrocamento. Foram realizados ensaios triaxiais para determinação dos parâmetros do modelo, os quais possibilitaram uma construção precisa do modelo numérico. Demonstra-se que com a metodologia empregue foi possível prever com precisão adequada o comportamento da barragem verificado em campo, com erros não maiores que 10% quanto a previsão de deslocamentos. Entretanto, os autores afirmam que o modelo não se mostra adequado para solução de problemas de envolvendo deflexões laterais em materiais com dilatação, e também em materiais incompressíveis.

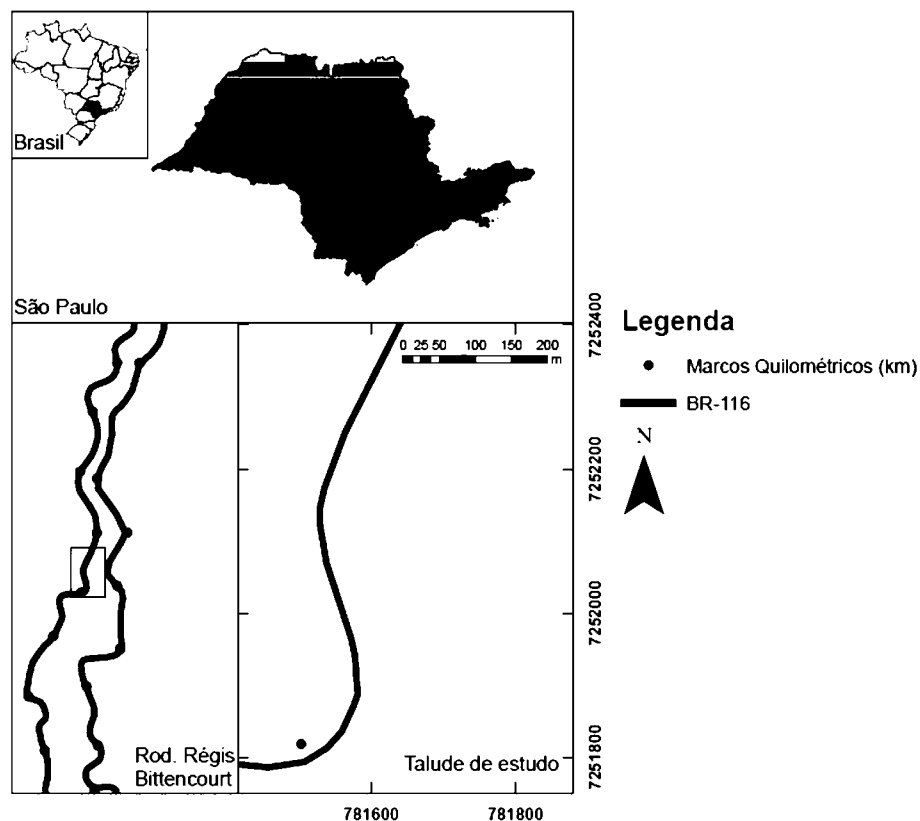
3 ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo traz a descrição da área de estudo baseada em sua localização, geomorfologia local, histórico, informações geológico-geotécnicas e apresentação de dados da instrumentação instalada no local.

3.1 DESCRIÇÃO GERAL

O local de estudo está localizado em região da Serra do Mar, mais especificamente na Rodovia Régis Bittencourt, BR-116, a qual possui administração por concessão à Autopista Regis Bittencourt (APRB) do Grupo Arteris. O trecho em questão localiza-se no estado de São Paulo, no município de Cajati (Figura 15). Nesta área há um viaduto, atualmente com fluxo de veículos interrompido por motivo de instabilizações geotécnicas, as quais ocasionaram importantes patologias estruturais na obra de arte especial.

Figura 15 – Localização geográfica da área de estudo



Fonte: O autor (2020)

3.2 GEOMORFOLOGIA LOCAL

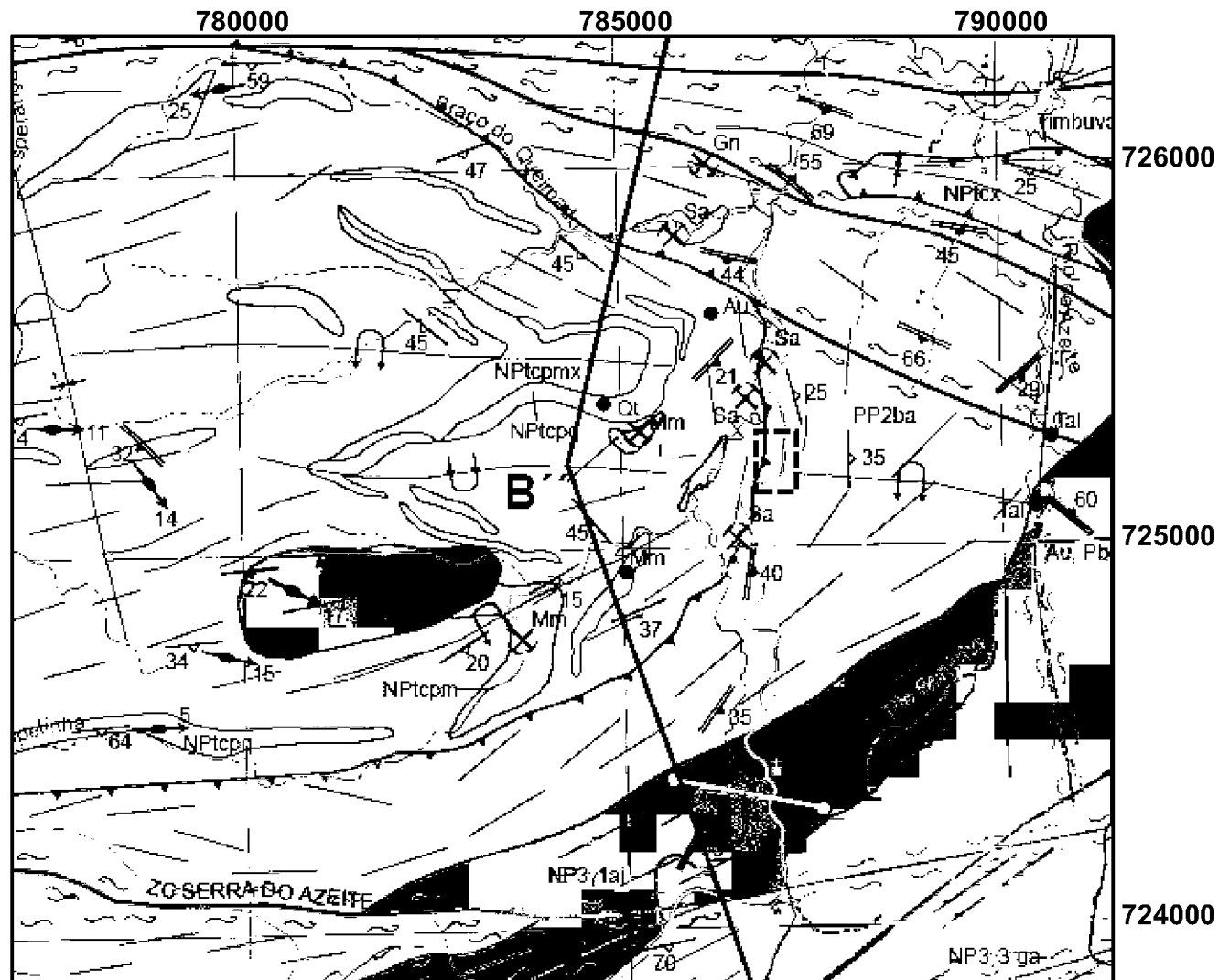
O contexto geológico do local apresenta grande complexidade, situando-se dentro do chamado Terreno Curitiba. Ilustra-se a localização do ponto de estudo frente ao contexto geológico na Figura 16. No mapa, podem ser visualizadas duas zonas de cisalhamento (ZC) expressivas, uma delas chamada ZC Serra do Azeite, que limitam sequências metassedimentares (tons marrons) dobradas, em contato de empurrão com rochas gnáissicas e migmatíticas mais antigas, do Complexo Atuba (em rosa), e intrusões granitóides mais recentes (tons avermelhados).

As sondagens rotativas, realizadas no local no ano de 2016, permitem uma melhor compreensão local da geologia presente no trecho. Este assunto, juntamente com descrição do solo regional, é mais bem detalhado no item 3.4.

Quanto ao relevo, o talude da rodovia apresenta declividade relativamente baixa, com a maioria dos trechos possuindo inclinações entre 12° e 25°. Alguns segmentos restritos, entretanto, podem alcançar inclinações mais acentuadas, chegando próximas de 50°. A altimetria do local é compreendida entre 195 e 155 m.

Essa declividade foi moldada ao longo do tempo geológico pela direção e mergulho do plano de fraturamento, presente no maciço rochoso da região. Tal informação possui relevância para o estudo da área pois é também a declividade presente nos canais de percolação de água, os quais estão distribuídos em formato reticulado, através de linhas de drenagem que convergem para o fundo do vale, fazendo parte, portanto, de um caminho natural de drenagem. O problema do local foi configurado a partir do momento que foi construído um aterro, para fins de execução da pista de rolamento da rodovia, exatamente sobre este local de drenagem natural. O solo sobre a estrutura ficou, então, suscetível a percolação de água e seus efeitos prejudiciais à estabilidade no maciço (APRB, 2018). A Figura 17 ilustra como este talvegue está caracterizado no local, à montante do talude instável e também da pista sobre o aterro.

Figura 16 – Geologia local

**UNIDADES GEOLÓGICAS****CENOZÓICO**

Q2a Depósitos aluvionários

NEOPROTEROZOICO**FORMAÇÃO TURVO CAJATI (NPtc)**

NPtcf Unidade de micaxistos
 NPtcmx Unidade de filito
 NPtcm Unidade paragneissica

GRANITO RIO GUARAÚ (NP3rg)

Sienogranito cinza
 Mesopertita granito rosa
 Granito Alta Jacupitanguinha
 Granitóide Braço do Guiné

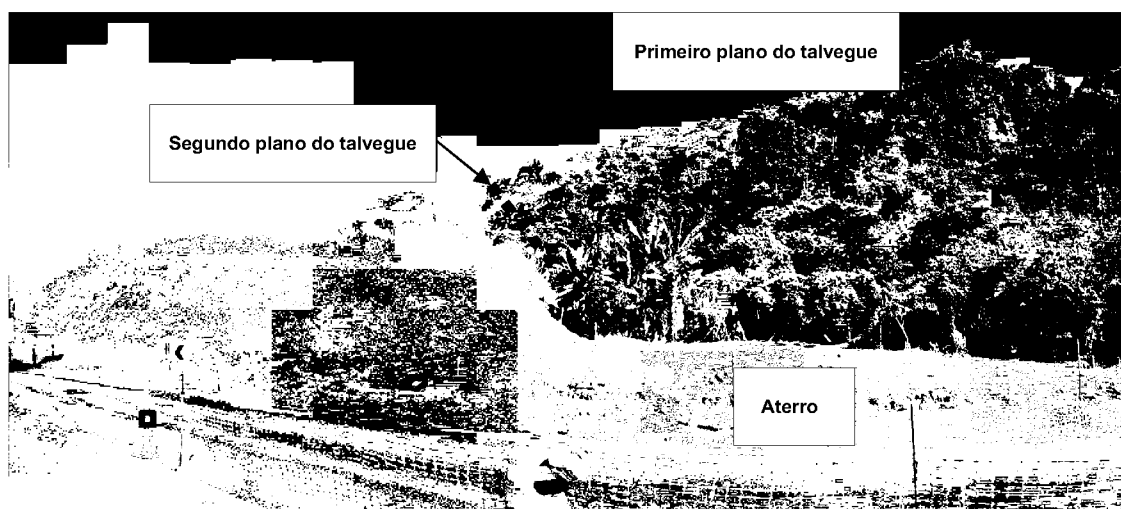
PALEPROTEROZOICO**COMPLEXO ATUBA (PP2at)**

PP2ba Gnaiss Bandado do Azeite

Local de estudo

Fonte: Adaptado de Faleiros e Pavan (2013)

Figura 17 – Formação do talvegue por meio dos ângulos de mergulho (planos do talvegue)



Fonte: APRB (2018)

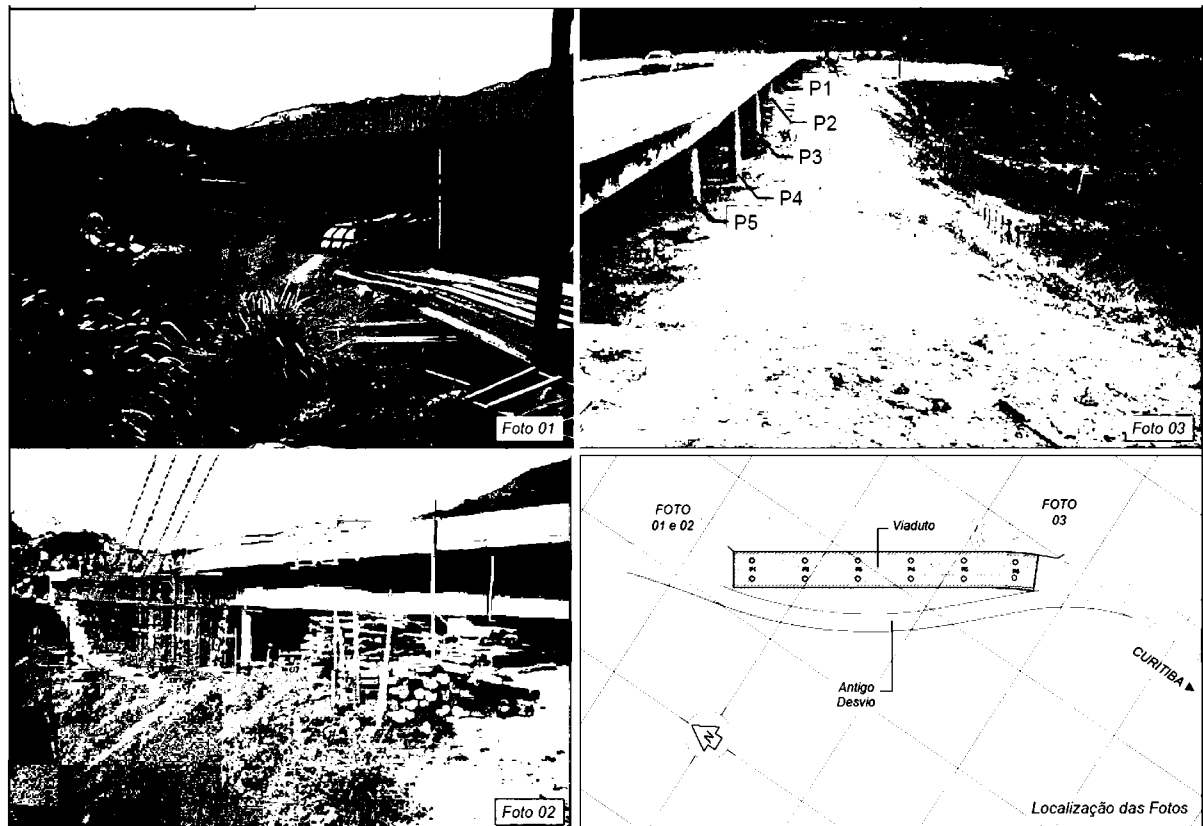
Durante períodos secos, que compreendem grande parte do ano, não há percolação de água nesses canais de drenagem (talvegues), ao passo que, em período de chuvas torrenciais, eles se transformam em canais de água. Essas mesmas características hidrológicas superficiais também se devem reproduzir em relação ao nível freático conforme constatado nas duas campanhas de sondagem executadas em datas distintas (APRB, 2018). Estas sondagens estão apresentadas no item 3.4, bem como no Anexo I.

3.3 HISTÓRICO

Entre 1973 e 1976 houve, no trecho em questão, a execução da duplicação da rodovia Régis Bittencourt, e a segunda pista (pista Sul) foi a executada no local de estudo. A execução foi de responsabilidade do então Departamento Nacional de Estrada de Rodagem (DNER). Aponta-se que a pista foi construída sobre um aterro, e que, em datas desconhecidas, houve instabilizações nas encostas, as quais são evidenciadas por drenagens e contenções antigas.

Em 2004, quando a rodovia ainda era administrada pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), foi executado um viaduto (Figura 18) para conceber um melhor traçado ao trecho, sendo a obra executada sobre fundação profunda, por tubulões a ar comprimido. A obra foi finalizada no ano de 2006 e liberada ao tráfego neste mesmo período.

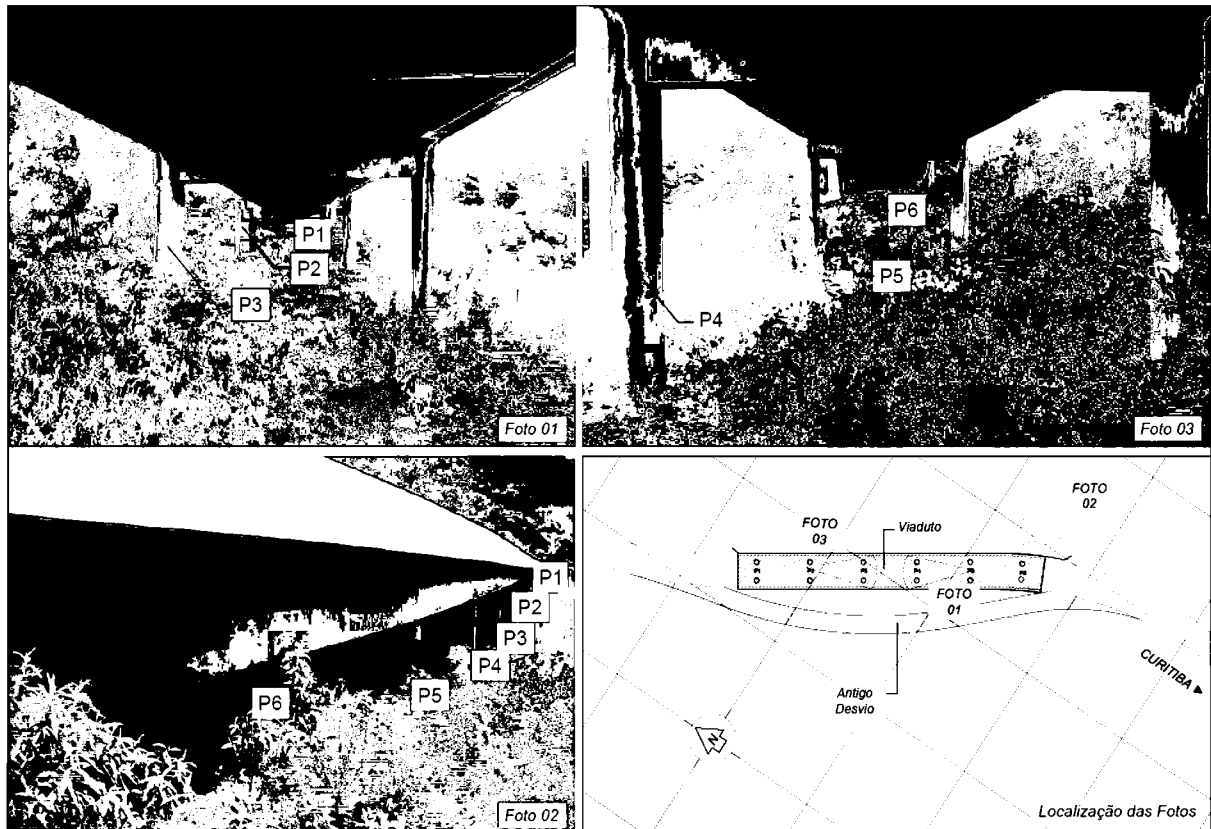
Figura 18 – Execução do viaduto



Fonte: APRB (2018)

No ano de 2008 houve o início da concessão da rodovia para Autopista Régis Bittencourt. Em inspeção do viaduto em 2008, não foram constatados problemas estruturais, tampouco geotécnicos no local (situação na Figura 19).

Figura 19 – Situação do viaduto no ano de 2008

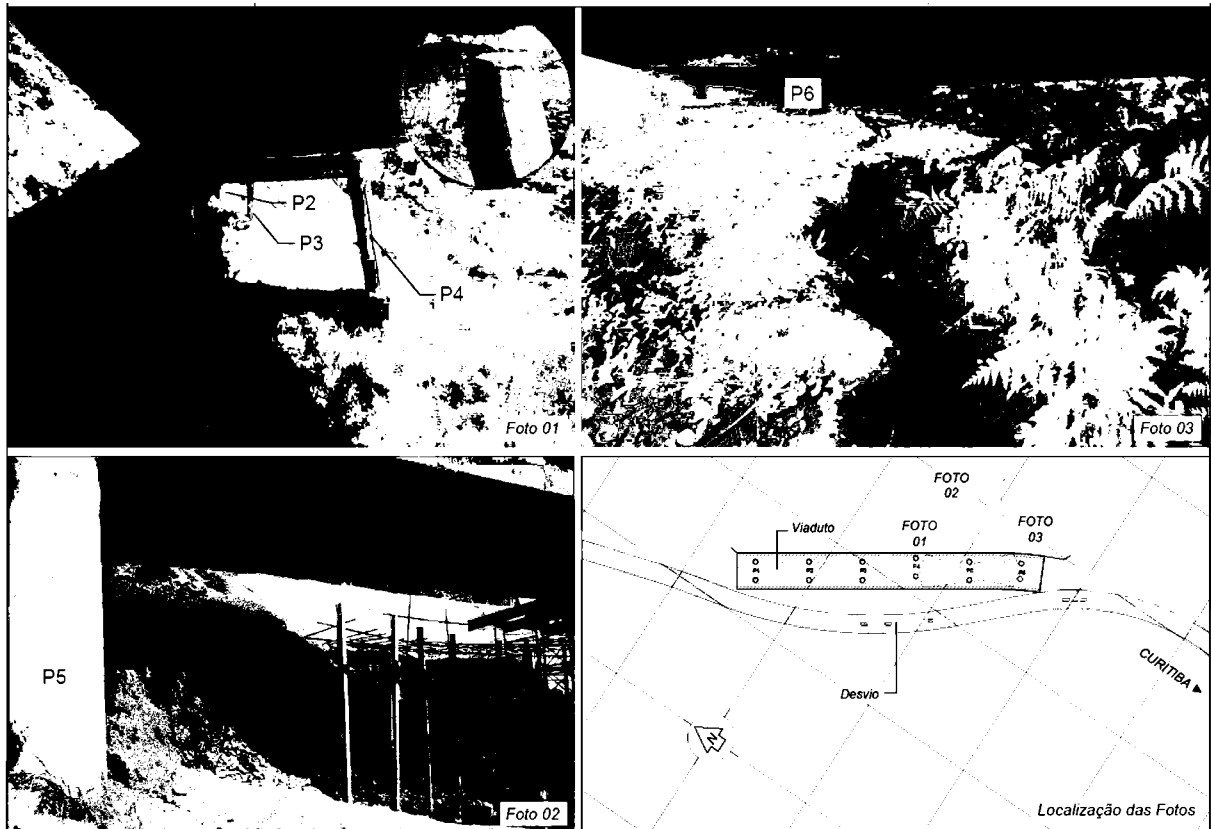


Fonte: APRB (2018)

O primeiro evento de instabilização bem documentado compreende o evento de ruptura do talude em aterro sobre o viaduto, em fevereiro de 2010. Conforme ilustrado pela Figura 20, ocorreu a ruptura da massa de aterro sob o viaduto que arrastou um par de pilares. Este evento quase provocou a ruptura destes, exigindo a imediata interrupção do viaduto ao tráfego de veículos. Rapidamente, o fluxo de veículos sentido Sul (Paraná) foi desviado para o traçado antigo da pista, ao lado do viaduto, mantendo-se o fluxo em condições aceitáveis.

Além de ter afetado em grande proporção o viaduto, a ruptura à esta época foi responsável por um deslocamento de grande massa de solo situado à jusante da encosta. A Figura 21 evidencia esta grande movimentação, a qual aponta para uma instabilidade não apenas do solo que suporta o carregamento provindo dos pilares, como também do terreno localizado abaixo na encosta.

Figura 20 – Situação do talude após ruptura no ano de 2010



Fonte: APRB (2018)

Figura 21 – Registro de grandes deslocamentos de massa de solo na encosta



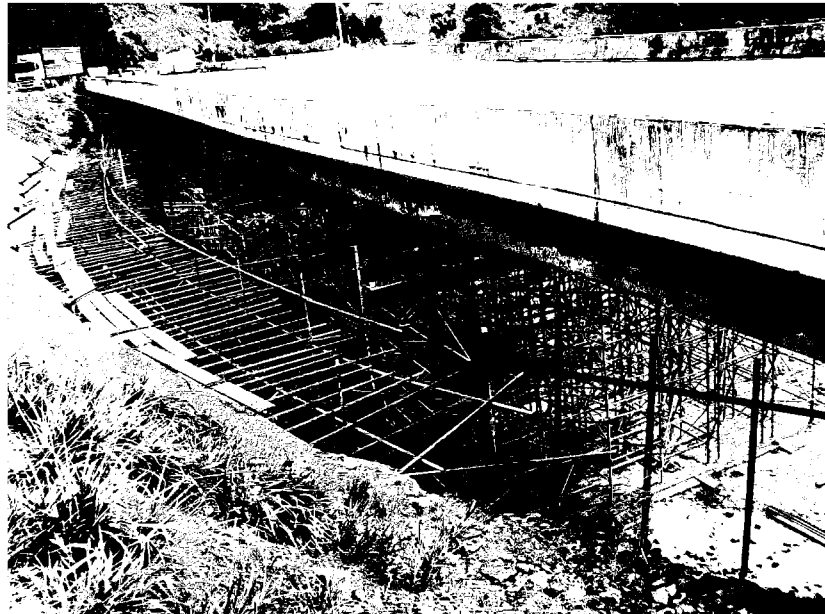
Fonte: APRB (2018)

Para efetuar o projeto de recuperação do viaduto foi, então, necessário implementar uma solução de estabilização da massa de aterro sob o mesmo, viabilizando a construção de um novo apoio no mesmo local e a recuperação da superestrutura.

A solução adotada à época foi a implementação de uma contenção em solo grampeado, com concreto projetado, no talude logo abaixo do bordo da pista de desvio. Esta contenção permitiu a instalação de uma estrutura emergencial para

sustentar o viaduto (Figura 22), a qual foi composta de cimbramento metálico, sendo também, em conjunto, realizado macaqueamento da estrutura.

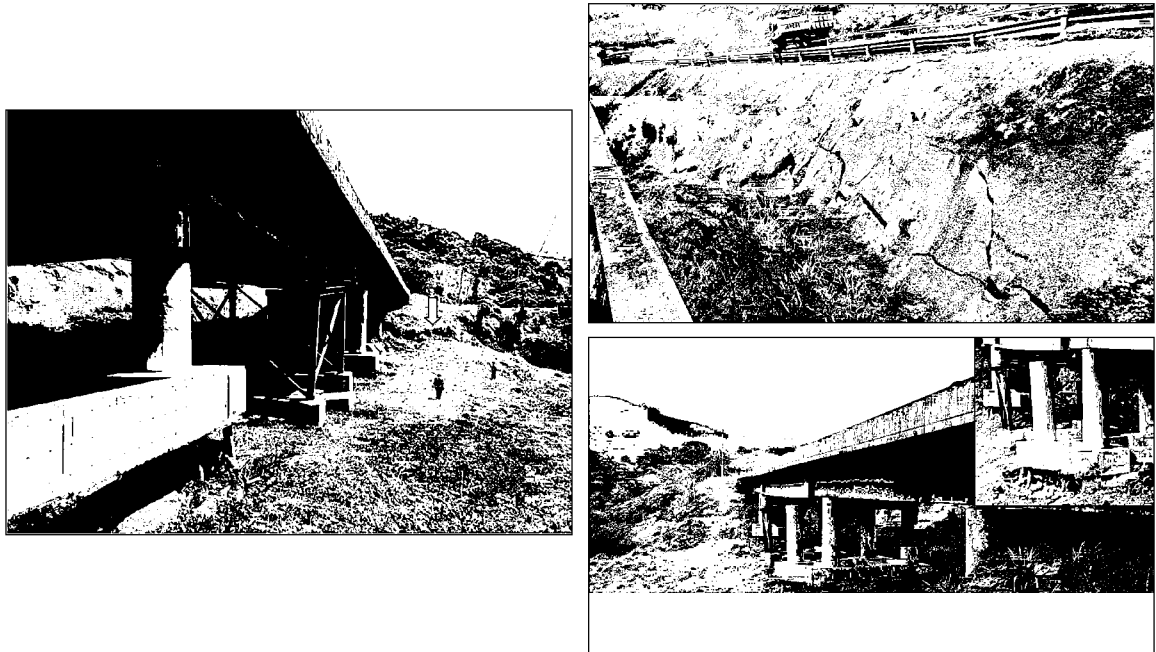
Figura 22 – Instalação da estrutura de recuperação emergencial do viaduto, após estabilização da contenção do talude em solo grampeado e concreto projetado



Fonte: APRB (2018)

Seis anos após o primeiro evento, ocorre um segundo evento de instabilização, em janeiro de 2016. Este teve dimensões significativas, envolvendo grande parte do viaduto existente no local, com evolução para montante, inclusive afetando o desvio pelo qual o tráfego anteriormente à recuperação do viaduto passava. A contenção construída em 2010 foi danificada, devido aos movimentos ocorridos. Na Figura 23 ilustra-se o dano à cortina com grampos e também ao viaduto. No sentido longitudinal (aproximadamente paralelo ao desvio) não é possível identificar claramente a extensão da movimentação, porém uma vasta área foi atingida. No sentido transversal, a largura da área afetada foi estimada em 100 m.

Figura 23 – Danos na estrutura observados no ano de 2016



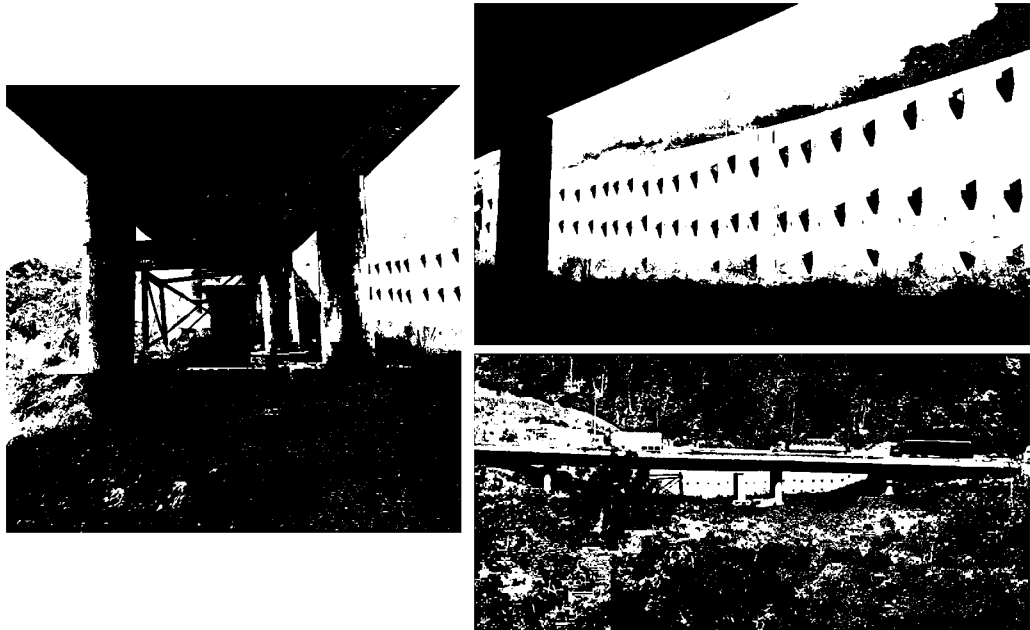
Fonte: APRB (2018)

Os efeitos da ruptura ocorrida tornaram necessária a construção de um novo desvio, uma vez que o anterior havia sido afetado pelos deslocamentos horizontais. Emergencialmente foi implantada a solução de bombeamento de lençol freático, por meio de poços profundos, os quais iniciaram o funcionamento em março de 2016.

Após a estabilização das movimentações, foi possível iniciar a execução de nova e necessária contenção. A medida adotada foi de uma cortina atirantada de grande porte, com execução de 534 m² de cortina de contenção em concreto armado, e 3.144 metros lineares de Tirantes Definitivos para 70 tf por tirante, em solo e em rocha, e ainda 875 metros lineares de estacas tipo raiz.

Após o fim da execução da cortina, em 2017, pôde-se proceder com o desligamento do sistema de bombeamento. Conforme ilustrado na Figura 24, esta contenção é a que atualmente mantém a estrutura estabilizada, sendo que, com ela, houve a instalação de inclinômetros para monitorar com precisão a evolução de possíveis movimentações que possam vir a ocorrer no local (mais detalhes sobre instrumentação são descritos no item 3.5).

Figura 24 – Atual situação do viaduto, na data de 13 de dezembro de 2018



Fonte: O autor (2019)

3.3.1 Panorama Geotécnico

Anteriormente à existência do viaduto (executado em 2004), uma ruptura geotécnica ocorreu na encosta, acarretando na necessidade de se criar uma via alternativa, com traçado sinuoso. Após isso, a solução de construir o viaduto visava obter um traçado adequado, sem necessidade de construir novo aterro.

Com o início da obra do viaduto, os documentos disponíveis indicam preocupação com capacidade de carga vertical, o que é o usual em obras convencionais, sem problemas envolvendo solo e/ou geologia local. À época que a APRB assumiu a concessão, não existiam informações disponíveis e acessíveis que pudessem indicar que no local existia um histórico de instabilizações.

Após evento de instabilização local, ocorrido em 2010, houve grande preocupação com a estabilidade do ponto de vista geotécnico. A obra de solo grampeado é a primeira grande intervenção realizada com intuito de conter o solo local. Realiza-se, também, a recuperação estrutural do viaduto, visando novamente reestabelecer o melhor traçado para a rodovia, a fim de conferir fluidez ao tráfego.

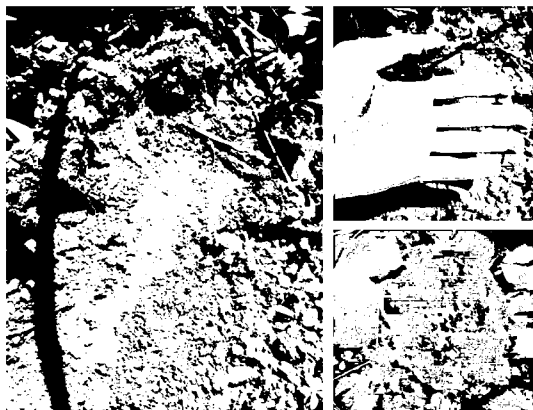
Após permanecer estável por um certo período, o talude sofreu novas instabilizações, e tomou-se a medida de instalação de bombas para rebaixamento do lençol freático, frente aos deslocamentos ocorridos que, inclusive, danificaram a pista de desvio.

Houve, por fim, a instalação de cortina atirantada de grandes dimensões, associada a uma grande preocupação quanto ao monitoramento de deslocamentos, bem como o comportamento hidrogeológico no interior do maciço. Tais monitoramentos tem grande valor ao apontar possíveis necessidades de novas intervenções locais, as quais podem ser realizadas anteriormente a situações de sinistro, prevenindo danos locais mais graves.

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Uma análise tátil-visual no solo superficial local permite, por si só, a comprovação da constatação de um material com presença de mineral micáceo. O brilho característico desse tipo de mineral, como ilustrado na Figura 25, é evidente em todo local, tanto à montante quanto à jusante da contenção.

Figura 25 – Evidências táteis-visuais do solo de aterro local



Fonte: o autor (2020)

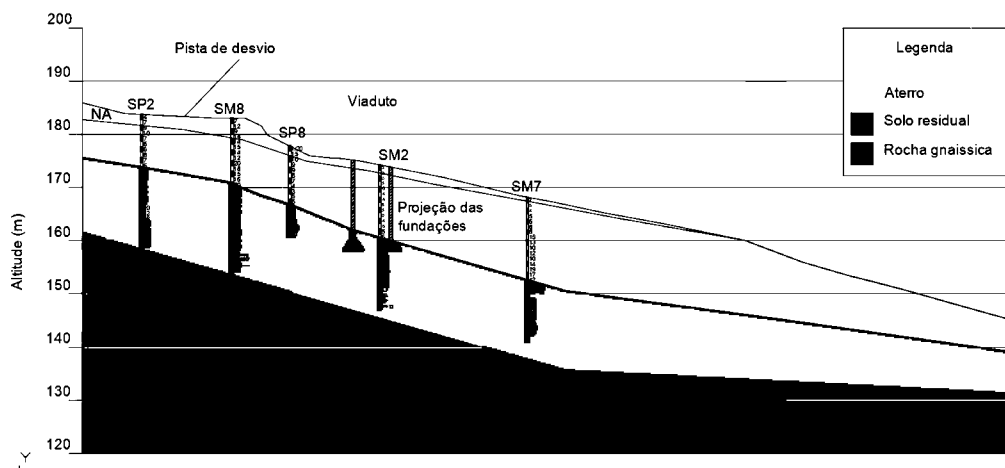
Para melhor caracterização geotécnica do solo, foram realizadas na área duas campanhas de sondagens. A primeira foi executada logo após o deslizamento ocorrido em 2010, de 11 a 23 de março, e a segunda após o evento de instabilização de 2016, ocorrida no período entre 14 de março a 03 de abril. Além disso, com o solo superficial, foram feitos de ensaios de laboratório para determinação da granulometria, da massa específica dos grãos e dos limites de consistência do solo. Também há dados de ensaio de cisalhamento direto.

3.4.1 Sondagens de 2010

As sondagens realizadas à época de 2010 foram de simples reconhecimento (SPT), e também sondagens mistas. Quanto às características geológico-geotécnicas determinadas por meio destas sondagens, pôde-se considerar o maciço local como composto de um solo consideravelmente heterogêneo. A camada mais superficial é composta de um aterro, o qual por si só já apresenta grande variabilidade de características, consistindo de materiais diversos, mas predominantemente siltes arenosos e areias siltosas. Os materiais nesta camada são quase uniformemente descritos como micáceos. Além disso, as sondagens indicam um N_{SPT} do aterro muito variável, existindo trechos com valores acima de 20. Entretanto, de maneira geral, o N_{SPT} é inferior a 10, ainda existindo trechos com N_{SPT} de 1.

Sob o aterro foi determinada a presença de solo residual, originário da diversidade de rochas existentes no local, indicadas na parcela de sondagem mista: predominantemente gnaisses, micaxistos e quartzitos. As investigações mostram que o N_{SPT} do solo residual é, de maneira geral, elevado. Entretanto, existem alguns pontos localizados nas camadas mais superficiais em que foram encontrados valores do N_{SPT} mais baixos. Porém os valores mais baixos de N_{SPT} não configuram uma camada contínua ao longo da base do aterro, não sendo possível afirmar a existência de possíveis planos de fraqueza nesta camada de solo. O nível de água encontrado foi próximo a superficial, encontrado em todas as sondagens. Na Figura 26 ilustra-se um perfil geotécnico com sondagens de 2010.

Figura 26 – Perfil geotécnico com as sondagens de 2010



Fonte: O autor (2020)

3.4.2 Sondagens de 2016

A campanha de sondagem realizada em 2016 consistiu na execução de sondagens mistas. Com isso, foi possível o conhecimento do perfil rochoso, além da maior amostragem do solo. Apresentam-se as sondagens de 2016 no Anexo 1. Sua localização no terreno consta na Figura 27.

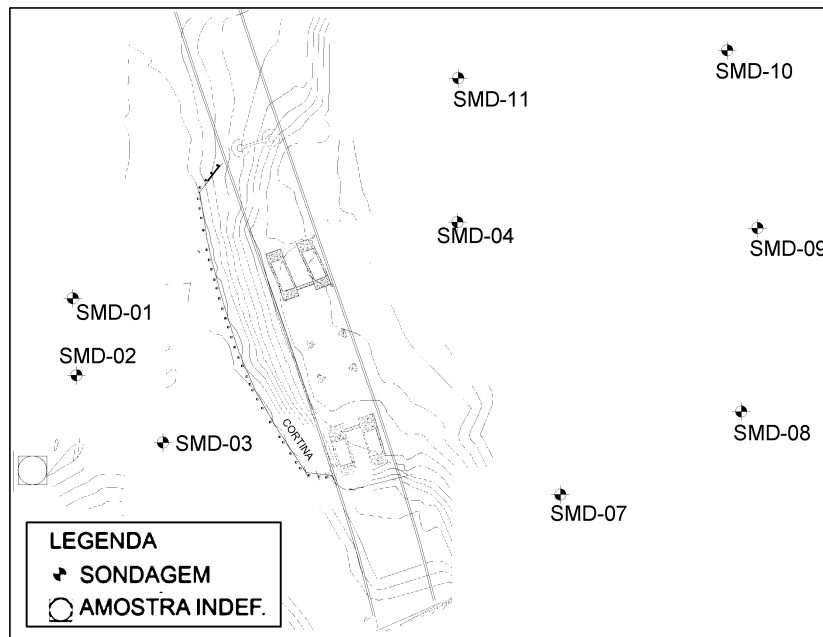
De maneira condizente com os ensaios que foram executadas em 2010, os realizados em 2016 indicam um subsolo caracterizado pela presença de aterro superficial. A constituição dessa camada é de silte argiloso pouco arenoso, predominantemente micáceo, com consistência desde muito mole a duro, e ainda com trechos havendo presença de pedregulhos. A espessura da camada de aterro varia de 4 a 17 m. Os valores de N_{SPT} para esta camada foram extremamente diversificados, indo desde 1/20 até 30/15 (golpe/cm).

Abaixo do aterro, encontrou-se solo residual, constituído por silte arenoso pouco argiloso. A espessura deste estrato foi variável, indo desde 5 até 22 m. Algumas sondagens excepcionais indicaram presença de areia fina a grossa siltosa e micácea, com espessura de 2 a 5 m, logo após o solo residual, a qual apresentou valores de N_{SPT} de 10 a 30, novamente apontando grande heterogeneidade do solo local.

O perfil rochoso encontrado, constituído com predominância de gnaiss, mostrou a presença de dois litotipos básicos: gnaiss de textura fina cinza escura e biotita gnaiss. Com menos frequência, encontrou-se micaxisto e também quartzito. Este depósito apresentou uma grande heterogeneidade, possuindo textura média a grossa, coloração cinza clara e cinza amarelada, medianamente alterado a alterado, pouco a muito fraturado (fraturas com direção geralmente horizontais a inclinadas).

O nível d'água detectado teve grande variação, com profundidade de 12 m em cotas mais elevadas; até aflorante, observado em alguns ensaios localizados abaixo do talude.

Figura 27 – Locação das sondagens de 2016 e do ponto de retirada da amostra indeformada



Fonte: O autor (2020)

3.4.3 Ensaios de Laboratório

Foi realizada a retirada de uma amostra indeformada do local (Locação do ponto de retirada na Figura 27, procedimento de retirada na Figura 28). Isto permitiu que fosse realizada caracterização do solo em laboratório. O solo foi obtido da camada de superficial, isto é, de aterro, e foi retirada a uma profundidade de 1,5 m. Foi possível a realização de teste de cisalhamento direto para determinação dos parâmetros de resistência e também procedimentos de caracterização física do solo (limites de consistência, massa específica dos grãos e granulometria).

Figura 28 – Retirada da amostra indeformada

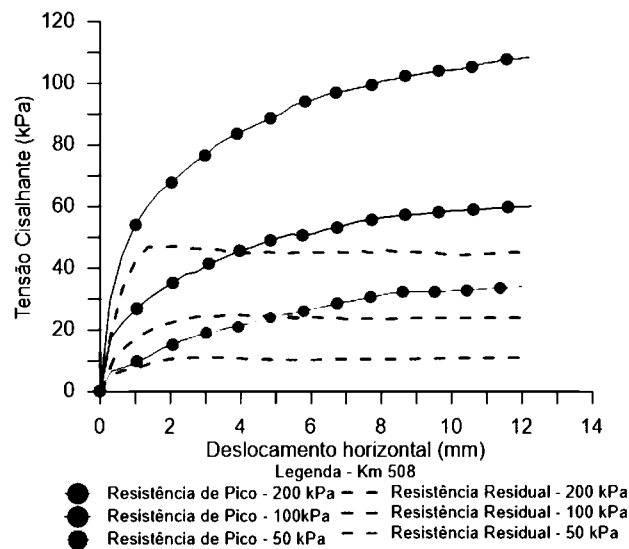


Fonte: APRB (2019)

Com relação aos de cisalhamento direto, este foi realizado por APRB (2019). Foi utilizada a metodologia “*shear strength test (total stress)*”, ou seja, análise realizada em termos de tensões totais, de acordo com os preceitos da norma BS 1377-8/1990. Foram moldados 6 corpos de prova, no formato quadrangular, com 10 cm de lado. Destes, 3 foram ensaiados para a condição de resistência de pico, e 3 para a condição residual. Para ambos, utilizam-se as tensões normais compressivas de 50, 100 e 200 kPa.

Obtiveram-se os resultados conforme consta na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Foram determinados o valor do ângulo de atrito e do intercepto coesivo para as condições de pico e residual, como exposto na Figura 29. Além disso, ilustra-se na Figura 30 a envoltória de tensões Mohr-Coulomb determinada para esta amostra nas duas condições.

Figura 29 – Resultado do ensaio de cisalhamento direto



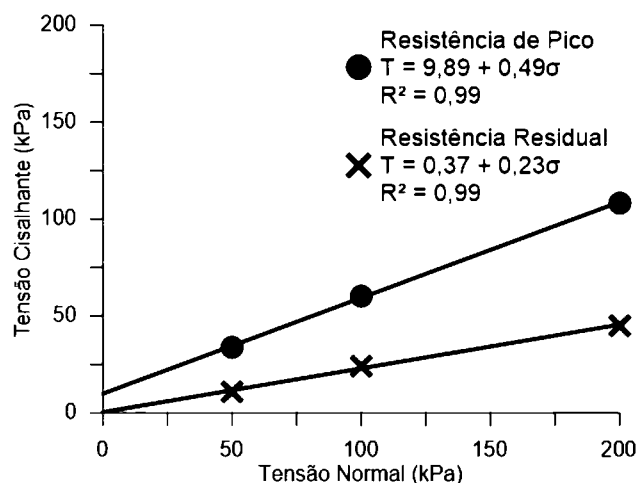
Fonte: APRB (2019)

Tabela 5 – Resultados de parâmetros de resistência no ensaio de cisalhamento direto

Condição	Parâmetro	
	Ângulo de atrito (graus)	Intercepto coesivo (kPa)
Pico	26,1	9,9
Residual	13,0	0,37

Fonte: Adaptado de APRB (2019)

Figura 30 – Envolvória de tensões obtidas no ensaio de cisalhamento direto



Fonte: APRB (2019)

Um relatório de pesquisa apresentou, tendo como local de estudo a Rodovia Régis Bittencourt, um compilado de estudos locais envolvendo caracterização de parâmetros de resistência da área, por meio de diversas metodologias (ensaio de laboratório, de campo e retroanálises). O estudo abrange solos residuais e coluvionares, analisados a profundidades de até 3,0 m. Foi apontado um ângulo de atrito mínimo de 20 e máximo de 32 graus, bem como coesão máxima de 5 e mínima igual a 20 kPa (APRB, 2019). Os parâmetros de resistência obtidos para o talude do presente estudo por meio de cisalhamento direto estão fora da faixa de valores máximos e mínimos obtidos para taludes da rodovia. Porém o material superficial presente no talude deste estudo é um aterro, com presença de material micáceo.

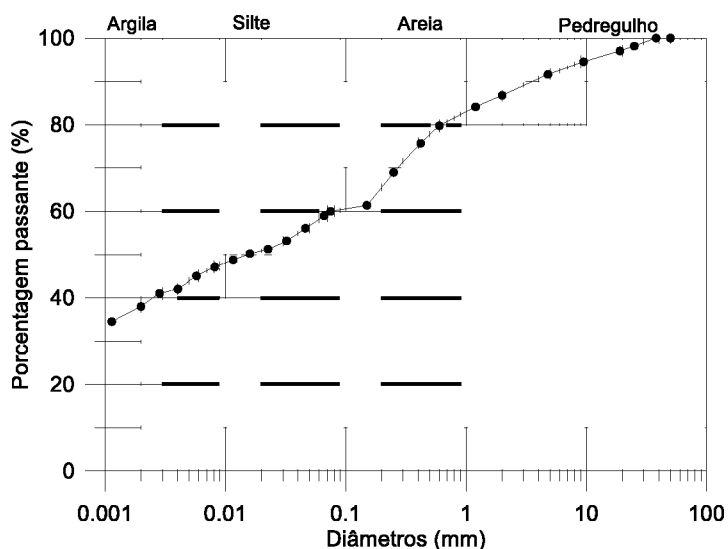
No que se refere aos ensaios de caracterização física, estão apresentados na Tabela 6 os valores obtidos para limites de consistência e massa específica dos grãos. Por sua vez, ilustra-se na Figura 31 a curva granulométrica resultante da amostra de solo, sendo realizado tanto peneiramento quanto sedimentação. Constam ainda na Tabela 7 as porcentagens referentes as frações granulométricas da curva.

Tabela 6 – Valores de limite de consistência e massa específica dos grãos

Limites de consistência	
Limite de Liquidez (LL, %)	36
Limite de Plasticidade (LP, %)	25
Índice de plasticidade (IP, %)	11
Massa específica real dos grãos (g/cm³)	2,664

Fonte: O autor (2020)

Figura 31 – Resultado do ensaio de granulometria



Fonte: O autor (2020)

Tabela 7 – Frações granulométricas do ensaio de granulometria

DESIGNAÇÃO	FRAÇÕES (%)
PEDREGULHO (>2, MM)	13,0
AREIA (ENTRE 0,02 E 2,0 MM)	28,5
SILTE (ENTRE 0,002 E 0,06 MM)	20,5
ARGILA (< 0,002)	38,0

Fonte: O autor (2020)

3.5 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Entre os anos de 2016 e 2017, durante e após a conclusão da cortina atirantada, e seguindo recomendações do projeto, foram instalados no local piezômetros e inclinômetros. A esta pesquisa, interessaram 4 piezômetros e 4 inclinômetros presentes na área.

Para os inclinômetros, a informação de data de início de registro (leitura zero), juntamente com outros dados relativos à sua instalação, como localização e profundidade constam na Tabela 8. Por sua vez, os piezômetros têm leituras que iniciam a partir de 30/08/2016. As características referentes a sua instalação são apresentadas na Tabela 9, e sua locação em planta é ilustrada na Figura 32.

Tabela 8 – Dados de instalação dos inclinômetros

Inclinômetro	Profundidade (m)	Coordenadas UTM		Data leitura zero
		Norte	Este	
INC-1	19,0	7252019	781536.5	18/08/2016
INC-2	19,50	7252013	781603.6	18/08/2016
INC-3	25,50	7252038	781598.9	25/02/2017
INC-4	25,50	7252046	781630.6	25/02/2017

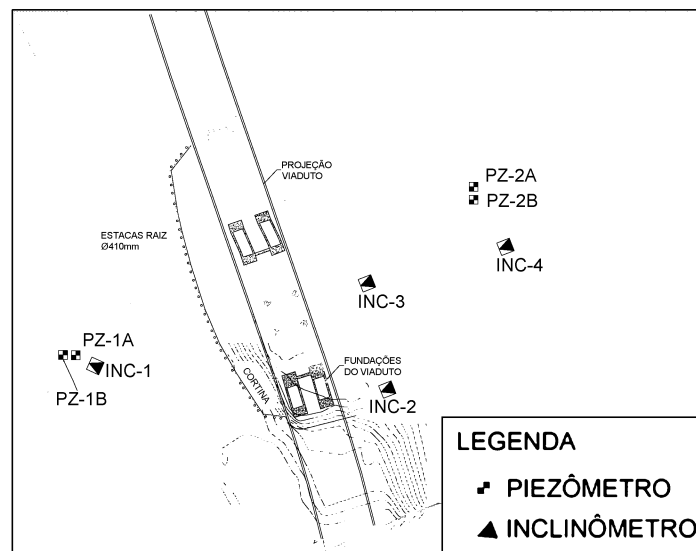
Fonte: O autor (2020)

Tabela 9 – Dados de instalação dos piezômetros

Piezômetro	Tipo	Profundidade do poço (m)	Coordenadas (m)	
			Norte	Este
PZ 1A	Casagrande	9,00	7252021,2204	781529,0845
PZ 4B	Casagrande	10,00	7252021,2204	781532,0036
PZ 2A	Casagrande	15,67	7252059,7937	781623,2905
PZ 2B	Casagrande	18,00	7252056,8265	781623,2905

Fonte: O autor (2020)

Figura 32 – Locação em planta dos piezômetros e inclinômetros



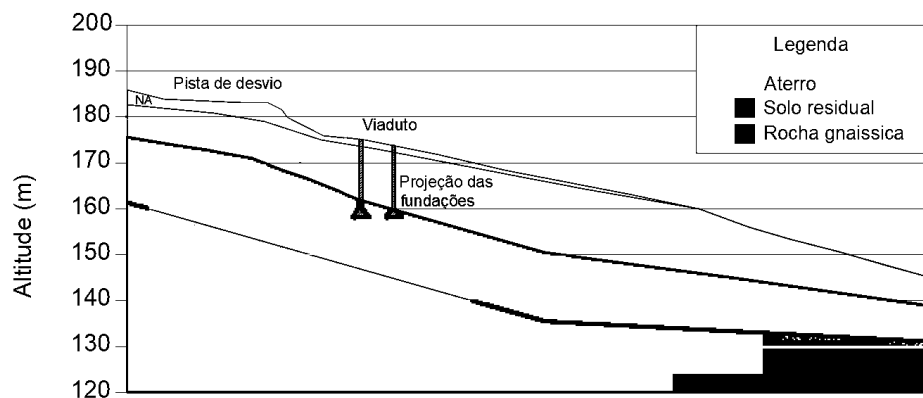
Fonte: O autor (2020)

4 METODOLOGIA

4.1 CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Para realização do cálculo de parâmetros de resistência do solo, referente ao evento de ruptura que ocorreu no ano de 2010, foram utilizadas informações provenientes de relatórios técnicos de descrição da ocorrência (APRB, 2019), um perfil topográfico também anterior à ocorrência (Figura 33) e ainda dados de caracterização geotécnica provenientes das sondagens executadas no ano de 2010.

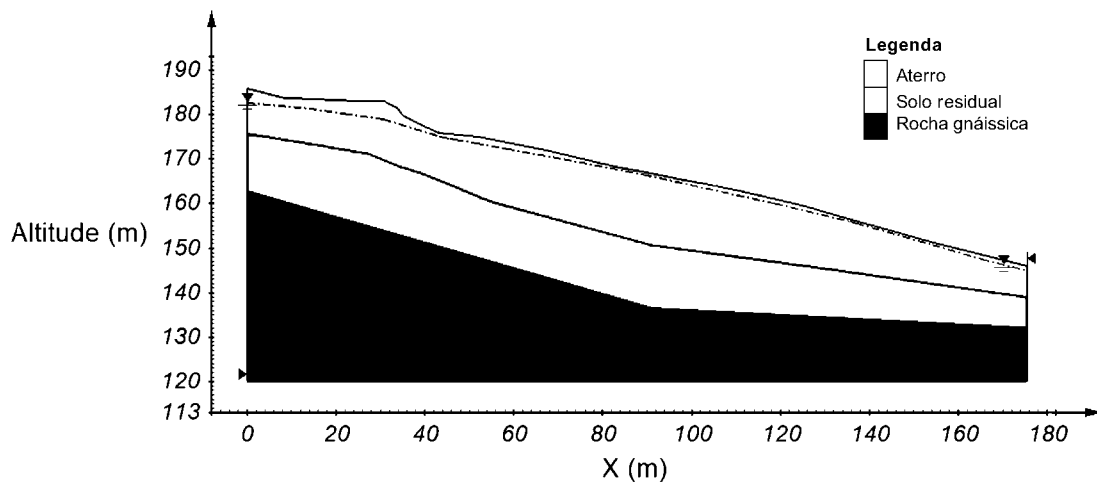
Figura 33 – Perfil para retroanálise e indicação de possível crista de ruptura



Fonte: O autor (2019)

Embora as informações disponíveis indicassem o conhecimento do local da crista da cunha de ruptura do talude à época de 2010, análises preliminares de MEL apontaram superfícies com cristas, possivelmente, localizadas abaixo da indicada. Assim, para não haver limitação nesta consideração, não houve restrição do local da crista da cunha de ruptura. Por conseguinte, fez-se necessário realizar a determinação de possíveis novas superfícies de deslizamento. Para tal, foi desenvolvido um modelo de equilíbrio limite, que teve como base a determinação do nível d'água e a seção geotécnica obtida por meio dos ensaios de reconhecimento do ano de 2010. A Figura 34 ilustra o modelo desenvolvido para esta etapa.

Figura 34 – Modelo de equilíbrio limite desenvolvido



Fonte: O autor (2019)

Para estimativa inicial dos parâmetros de resistência das camadas de solo, foram utilizadas as informações tanto das sondagens quanto de ensaios de laboratório, cujos dados estão apresentados na Tabela 5.

O valor médio do ângulo de atrito estimado por correlações com o N_{SPT} para a camada de aterro resultou em $28,5^\circ$. Este número foi ponderado considerando os resultados dos ensaios de laboratório (parâmetro residual de 13° e de pico de 26° , conforme Tabela 5). Realizando uma média simples entre os dados obtidos com os ensaios de laboratório e as correlações dos ensaios de campo, adotou-se $22,5^\circ$ ângulo de atrito (ϕ') da camada de aterro como a estimativa inicial para construção da retroanálise. Da mesma maneira, a coesão (c) inicial foi estimada como sendo $1/3$ do valor de pico, em kPa. Estes valores tratam-se de determinações iniciais, as quais não necessitam uma precisão rigorosa (CALLE, 2000).

Para o solo residual, utilizou-se a proposta de Joppert (2007), indicando que para um solo residual siltoso, com N_{SPT} médio igual a 43, pode-se estimar um ângulo de atrito igual a 28° e uma coesão de 50 kPa. Tonus (2009), entretanto, indica que valores característicos de resistência de pico em solos residuais da Serra do Mar apontam para ângulo de atrito cuja média é de 32° e coesão média de 17,6 kPa. Feitas essas considerações, foram adotados os valores de 30° para ângulo de atrito e 33 kPa de coesão. Os parâmetros estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros inicialmente estimados para as camadas de solo

Solo	Parâmetro inicial estimado	
	Ângulo de atrito (graus)	Coesão (kPa)
Aterro	22,5	3,0
Residual	30,0	33,0

Fonte: O autor (2020)

A partir dos valores inicialmente estimados (Tabela 10), foram obtidas as cunhas de ruptura críticas, isto é, as que apresentam FS em torno de 1,0, por meio de análise de equilíbrio limite pelo método de Morgenstern e Price (1965). Foram selecionadas 5 cunhas para as quais os FS se aproximavam de 1,0. Diversos outros pares de parâmetros de resistência (ϕ' , c) poderiam ter fornecido este mesmo resultado (Calle, 2000). Para resolver este problema indeterminado, partindo das superfícies determinadas como sendo aquelas com os menores FS, procedeu-se com o método proposto por Gomes (2003), que consiste dos seguintes procedimentos:

- Gerou-se uma curva $c = f(\phi')$ das superfícies de ruptura anteriormente determinadas como sendo críticas. A partir do método de cálculo de Morgenstern e Price (1965), os pares (ϕ' , c) são obtidos obedecendo $FS \approx 1,0$. Neste trabalho, considerou-se o intervalo $0,999 < FS < 1,001$ como equivalente a $FS \approx 1,0$.
- Repete-se o procedimento para as demais curvas, as quais devem ser plotadas em conjunto.
- Obtém-se uma nuvem de pontos, que indica valores representativos dos parâmetros de resistência (máximo, mínimo, média e desvio padrão).

Para a realização do procedimento (a), utilizou-se a ferramenta de análise de sensibilidade. Neste tipo de cálculo, são fornecidos os intervalos de ϕ' e c para os quais se deseja fazer uma simulação numérica de equilíbrio limite, combinando os pares em diversas simulações. Os valores utilizados nas simulações, totalizando 1.600 pares de análises, estão apresentados na Tabela 11. Note-se que os valores mínimo e máximo para o ângulo atrito foram atribuídos com base nos valores determinados em ensaios de laboratório (Tabela 5). Já o intervalo de coesão foi definido de acordo como valor de N_{SPT} da camada de aterro, sendo que Joppert (2007), indica nesta faixa uma coesão de até 20 kPa.

Dentro das faixas consideradas, utilizou-se incrementos em 40 valores, para os cada um dos parâmetros de resistência (ϕ' e c). Quanto mais incrementos, maior a precisão da retronanálise, sendo indicado um mínimo de 10 (Gomes, 2003).

Tabela 11 – Valores utilizados nas simulações para as superfícies críticas

	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (graus)
Máximo	20	26
Mínimo	0	13
Incremento	0.145	0.45
Total de valores	40	40
Total de simulações	1600	

Fonte: O autor (2019)

4.2 MODELAGEM DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA CONSTRUÇÃO DA CORTINA ATIRANTADA

A modelagem proposta de tensão-deformação envolve a análise das etapas construtivas da cortina atirantada, executada de agosto de 2016 a maio de 2017. Para implementação computacional, foi utilizado um software de análise de tensão-deformação.

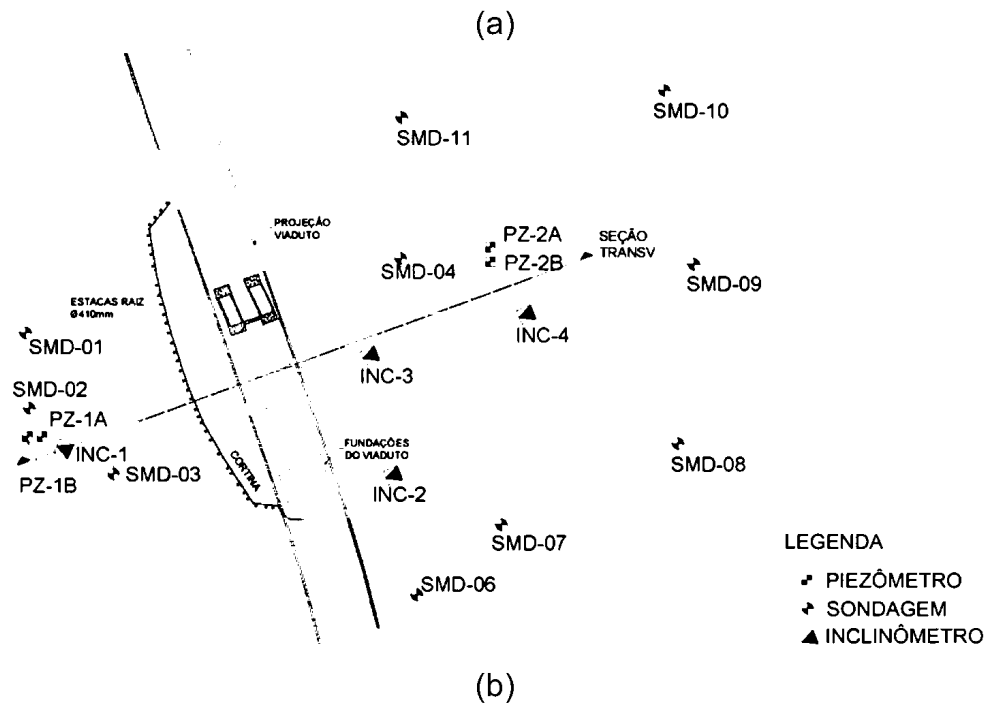
4.2.1 Base dos modelos numéricos

Para realizar a análise de tensão-deformação, foi construído um perfil estratigráfico a partir dos resultados das sondagens de 2016. A seção transversal traçada encontra-se no centro do talvegue, de maneira que seria a seção mais crítica quanto a ocorrência de deslocamentos (Jarbas, 2016). A vista em planta e o perfil estratigráfico, com locação das sondagens e instrumentação geotécnica, estão representados na Figura 35.

De maneira semelhante ao perfil utilizado na retroanálise, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo, há uma camada de aterro, com material predominantemente siltoso, conforme descrito nas sondagens. Abaixo deste, encontra-se uma camada de solo residual, também com prevalência de material siltoso. Por fim, subjacente à camada de solo residual encontra-se uma camada rochosa, a qual, conforme as sondagens disponíveis, é majoritariamente constituída por gnaiss.

Foi utilizado diferente perfil na modelagem de tensão e deformação, em comparativo com a análise de MEL devido aos dados temporais disponíveis em cada data. Entretanto, verifica-se que estes são semelhantes, tanto em profundidades das camadas, como em valores de N_{SPT} , como pode-se comparar com a Figura 33 e Figura 35b.

Figura 35 – Planta e perfil para construção do modelo de tensão e deformação



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) Vista em planta e (b) perfil estratigráfico

Foram consideradas 8 etapas para construção da cortina atirantada (descritas na Tabela 12). Nestas divisões, há instalação de estacas raízes, adjacentes a localização da cortina (detalhamentos de ambas na Tabela 13), escavações progressivas e construção da cortina de concreto, com posterior instalação de linhas de tirantes (cujos detalhes constam na Tabela 14). A ilustração da estrutura da cortina, com os tirantes e estacas raízes, bem como as etapas que compõem o modelo estão presentes na Figura 36.

Tabela 12 – Descrição das etapas do modelo numérico

Etapas	Ocorrência
1	Inicial – Estado natural pré-escavação
2	Instalação de estacas raízes
3	Escavação de 2,50 m
4	Instalação e protensão linha A de tirantes
5	Escavação de 3,15 m
6	Instalação e protensão linha B de tirantes
7	Escavação de 2,80 m
8	Instalação e protensão linha C de tirantes

Fonte: O autor (2020)

Tabela 13– Detalhamentos das estacas raízes e da cortina de concreto

Estaca raiz	
Material	Concreto armado
E (GPa)	24
Comprimento (profundidade, m)	25
Diâmetro (cm)	41
Espaçamento (m)	1,90
Cortina	
Material	Concreto armado
E (GPa)	24
Comprimento (profundidade, m)	8,65
Espessura (cm)	30

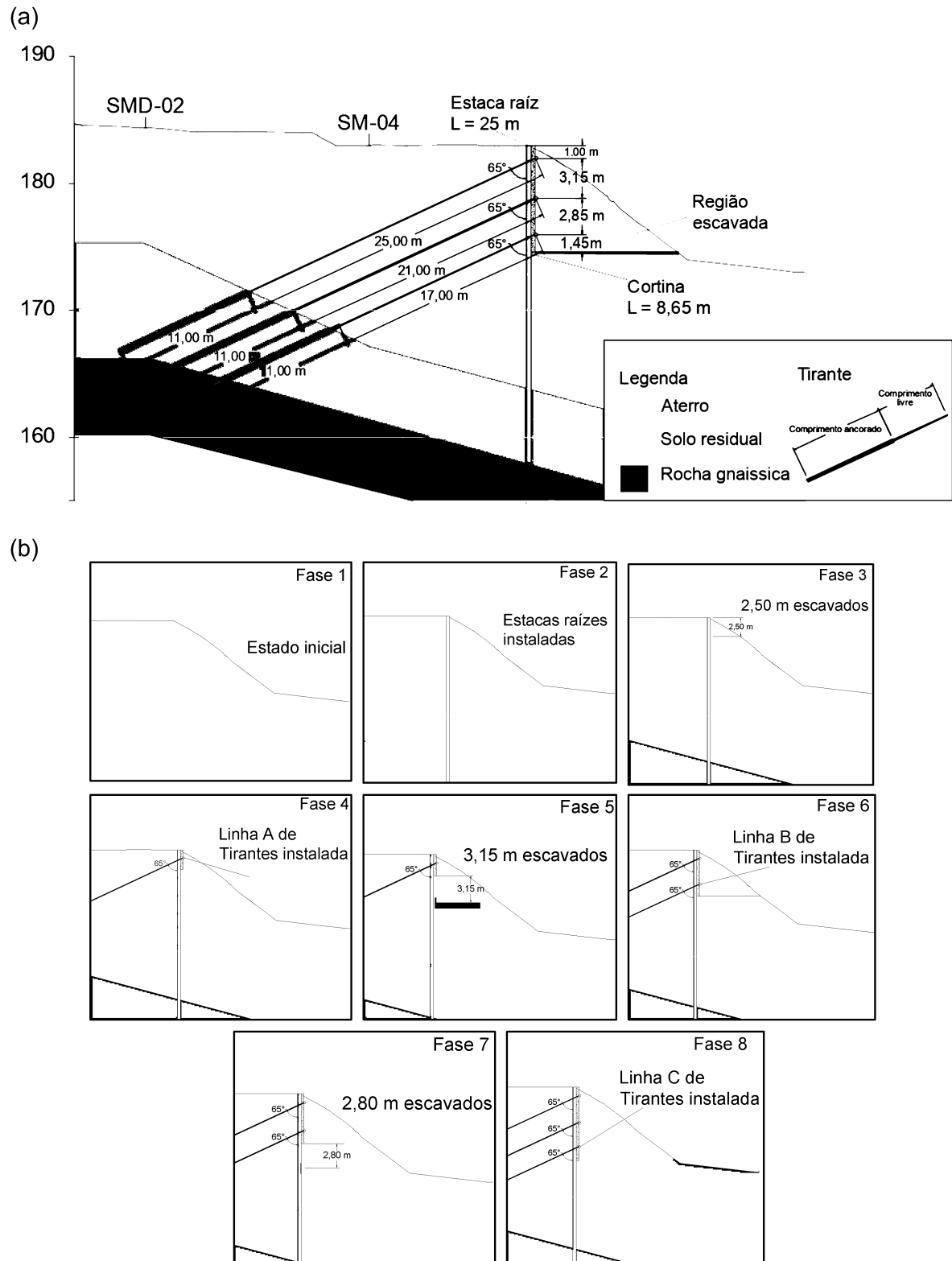
Fonte: O autor (2020)

Tabela 14 – Detalhamentos dos tirantes

Linha	A	B	C
Comprimento total (m)	36	32	28
Comprimento ancorado (m)	11	11	11
Comprimento livre (m)	25	21	17
Diâmetro tirante (mm)	5/8"	5/8"	5/8"
Diâmetro bulbo de ancoragem (mm)	160	160	160
Carga de protensão (tf)	70	70	70
Espaçamento (m)	1,90	1,90	1,90
Ângulo com a cortina	65°	65°	65°
Distância do topo da cortina (m)	1,35	4,50	7,35

Fonte: O autor (2020)

Figura 36 – Detalhes dos tirantes e estaca raiz, e representação das etapas da construção



4.2.2 Parâmetros de resistência e propriedades dos materiais e elementos estruturais

Os parâmetros finais de resistência, ϕ' e c , utilizados para representar o solo de aterro na análise tensão-deformação foram obtidos por meio da retroanálise. Para o solo residual, os valores empregues foram determinados por correlações com as sondagens, bem como com base na literatura, assim como realizou-se na retroanálise.

A retroanálise tende a fornecer parâmetros mais fidedignos com a realidade, e é possível, portanto, utilizar tal metodologia para a ruptura ocorrida na camada de aterro do talude no ano de 2010. Foram utilizadas correlações para o solo residual, pois a superfície de deslizamento desta ocorrência não o alcançou, sendo esta a maneira encontrada para se determinar seus parâmetros. As correlações utilizadas neste cálculo foram as correspondentes às Equações (2), (3), (4), (5) e (6).

O peso específico dos materiais foi determinado de acordo com Joppert (2007). Na ausência de ensaios de campo que pudessem estimar com maior precisão as relações entre tensões (e deformações) horizontais e verticais, estas propriedades foram obtidas com uso de dados da literatura: o coeficiente de Poisson, ν , foi determinado com base em Kulhaw e Mayne (1990). O coeficiente de empuxo em repouso, k_0 , foi definido de acordo com a equação (14) (SOUSA PINTO, 2006). Apresenta-se na Tabela 15 estes parâmetros de resistência e demais propriedades.

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \quad (14)$$

Tabela 15 – Propriedades dos materiais geotécnicos utilizados na modelagem

Material	ϕ' (graus)	c (kPa)	ν	k_0	γ_{nat} (kN/m ³)
Aterro	23,2	1,9	0,30	0,42	18
Solo residual	30	33,0	0,30	0,42	19
Rocha	45	100,0	0,45	0,80	20

Fonte: O autor (2020)

Na modelagem de estruturas de interação de solo com estrutura, as propriedades que regem esta relação devem ser definidas. De acordo com Potyondy (1961), quando se tem uma interface de concreto e solo, podendo ser a superfície de concreto considerada rugosa, o ângulo de atrito entre estas interfaces (δ) é aproximadamente igual a 0,9 a 1,0 vezes o ângulo de atrito do próprio solo. Portanto, para a interação solo/estrutura, tanto para a estaca raiz quanto para a cortina de

concreto, considerando estas estruturas como rugosas, foi utilizada a relação $\delta/\phi = 1,0$.

Para a interação solo/bulbo de ancoragem, a resistência ao cisalhamento entre os materiais utilizada foi de 350 kPa, valor determinado de acordo com o tipo do solo no qual a ancoragem se encontra, conforme recomendado por Jimenez (1980).

As demais propriedades utilizadas na modelagem dos elementos estruturais encontram-se na Tabela 16.

Tabela 16 – Propriedades dos materiais estruturais utilizadas na modelagem

Elemento	E (GPa)	ν	γ_{nat} (kN/m³)	Modelo constitutivo
Cortina	24,0	0,2	25,0	Elástico linear
Estaca raiz	24,0	0,2	25,0	Elástico linear
Bulbo	21,60	-	-	-
Tirante	200	-	-	-

Fonte: O autor (2020)

4.2.3 Condição hidrogeológica

O histórico de movimentações do talude é influenciado pela atuação das poropressões. Portanto, a análise de tensão e deformação deve associar o comportamento do solo na presença destas pressões. Para implementar as poropressões verificadas no terreno, foram utilizadas as medidas de cotas piezométricas provenientes de quatro piezômetros instalados em campo (Figura 35).

Utilizou-se a ferramenta de linhas piezométricas, a qual pode representar tanto um nível d'água quanto a linha piezométrica real obtida por meio de leituras de piezômetros de campo, como no presente trabalho.

Conforme a variação do nível piezométrico, foram utilizadas 8 linhas piezométricas para representar as 8 etapas da obra (Tabela 12). Um exemplo de linha piezométrica está ilustrado na Figura 38, onde se representa a linha piezométrica da Etapa 1. As demais possuem construção semelhante, com a diferença de variação de cota nos pontos de locação dos piezômetros no terreno. As leituras de campo por etapa da obra são apresentadas na Tabela 17, e as cotas piezométricas utilizadas para determinação das linhas piezométricas constam na Tabela 18.

Tabela 17 – Leitura de profundidade de NA no tubo do piezômetro

Piezômetro	PZ 1A	PZ 1B	PZ 2A	PZ 2B
Cota topo do poço (m)	184,92	184,8	168,38	168,38
Profundidade (m)	9,00	10,00	15,67	18,00
Cota do fundo do poço (m)	175,92	174,8	152,71	150,38
Etapa	Leitura do nível d'água em relação ao topo do poço (m)			
	PZ 1A	PZ 1B	PZ 2A	PZ 2B
1	8,87	9,94	9,90	7,81
2	8,37	9,94	9,49	7,71
3	8,85	9,95	10,34	8,24
4	8,44	9,95	11,09	9,20
5	8,44	9,96	11,14	9,21
6	8,42	9,96	11,14	9,19
7	7,13	9,25	9,57	7,63
8	7,13	9,25	5,18	2,75

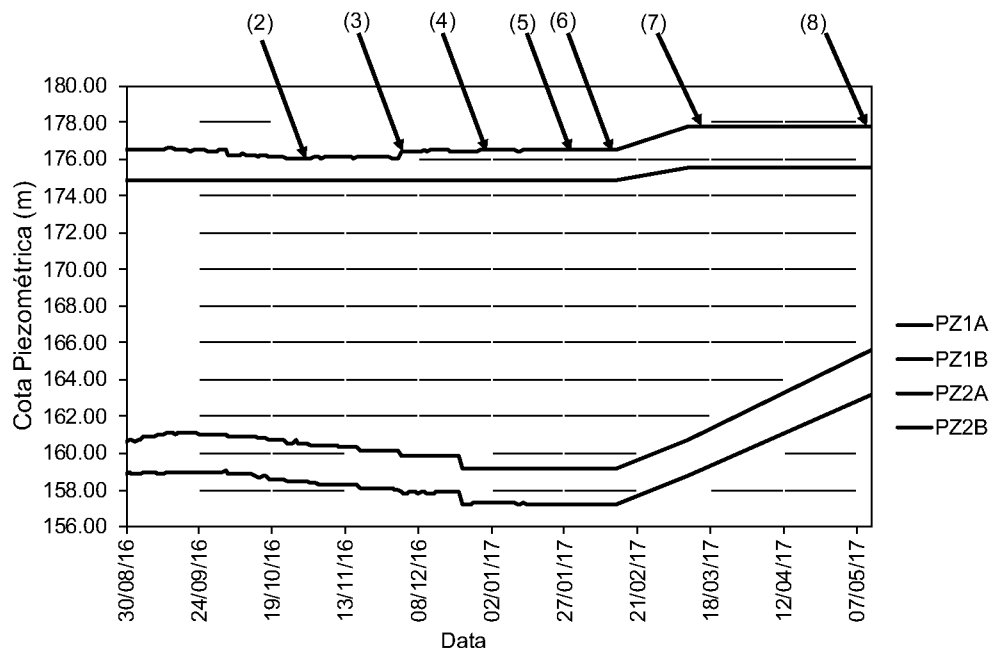
Fonte: O autor (2020)

Tabela 18 – Cotas piezométricas

Etapa	Cotas piezométricas (m)					
	PZ 1A	PZ 1B	PZ 1 média	PZ 2A	PZ 2B	PZ 2 média
1	176,05	174,86	175,46	158,48	160,57	159,53
2	176,55	174,86	175,71	158,89	160,67	159,78
3	176,07	174,85	175,46	158,04	160,14	159,09
4	176,48	174,85	175,67	157,29	159,18	158,24
5	176,48	174,84	175,66	157,24	159,17	158,21
6	176,50	174,84	175,67	157,24	159,19	158,22
7	177,79	175,55	176,67	158,81	160,75	159,78
8	177,79	175,55	176,67	163,20	165,63	164,42

Fonte: O autor (2020)

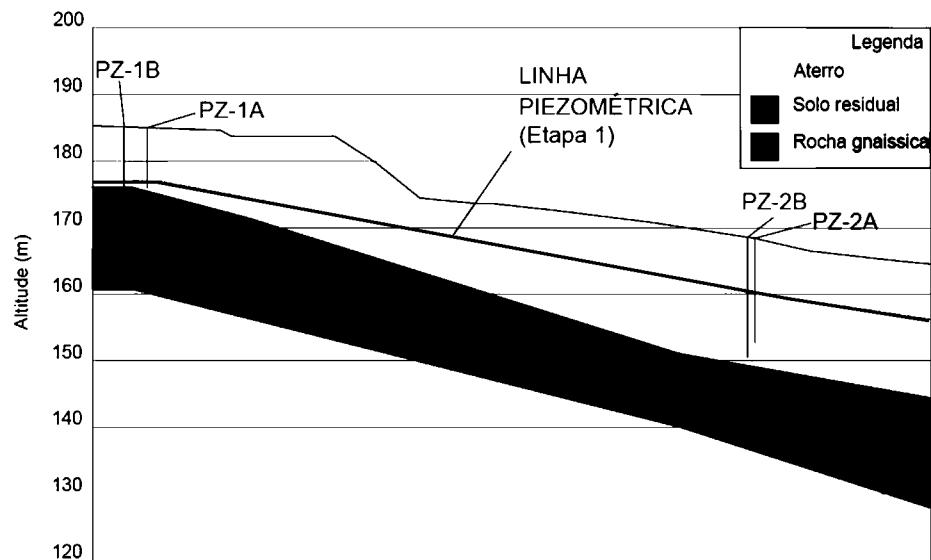
Figura 37 – Leituras de cotas piezométricas dos piezômetros ao longo da obra



Fonte: O Autor (2020)

Legenda: os números entre parênteses indicam as etapas construtivas da obra, de acordo com o desenvolvimento do modelo numérico, ilustradas na Figura 36.

Figura 38 – Linha piezométrica implementada no modelo numérico (Etapa 1)



Fonte: O autor (2020)

4.2.4 Condições de contorno

De acordo com More (2003) é necessário limitar os deslocamentos em modelos de tensão e deformação, para que este possa estar calibrado com a realidade.

No presente trabalho, foram restringidas as movimentações horizontais e verticais no limite inferior do modelo e os deslocamentos horizontais nas extremidades verticais do modelo. Para compatibilização dos resultados dos deslocamentos horizontais, foi ainda realizada sua restrição na base dos inclinômetros, haja vista que em campo, a leitura da deflexão horizontal destes equipamentos considera que na cota de sua base não há movimentação (deflexão igual a zero). Tal consideração foi realizada igualmente nos trabalhos de More (2003), e Jiménez (2008).

Ainda em relação às condições externas, foi adotado um carregamento distribuído de 20 kPa na região correspondente ao desvio de veículos (conforme ilustrado na Figura 39 e também na Figura 40) devido a continuidade do fluxo de veículos na pista de desvio durante a execução da obra.

4.2.5 Malha de elementos finitos

Na definição da malha de MEL, para a camada de solo de aterro, foram definidos elementos bidimensionais de três nós, isto é, elementos triangulares, com comprimento igual a 1 m (o mesmo utilizado por Zhang (2017)). Para o solo residual, adotou-se a mesma configuração de malha. Já para a camada rochosa, selecionou-se o mesmo tipo de elemento, porém com comprimento de 3 m, devido a menor interferência de perturbações em sua profundidade. Para fins de validação dos resultados numéricos com esta malha, realizaram-se testes simulando comprimento de elemento em metade ao descrito, isto é, de 0,50 m para camadas de aterro e solo residual, e 1,50 m para camada de rocha. Os valores, tanto de tensões quanto de deformações, obtidos com esta configuração, apresentaram convergência com a malha maior.

4.2.6 Propriedades de elasticidade do solo

A partir da geometria e das considerações apresentadas, foram desenvolvidos dois modelos com diferentes complexidades, no intuito de avaliar a adequabilidade quanto aos resultados de deslocamentos horizontais fornecidos, em comparação com os resultados apresentados pelos instrumentos de campo. A diferença entre estes dois modelos envolve a maneira de determinação do módulo de elasticidade da camada de aterro.

Inicialmente, foi considerada a possibilidade de simular o maciço com diferentes valores de E apenas de acordo com a camada de solo, isto é, divisão entre aterro, solo residual e rocha. Entretanto esta tentativa mostrou resultados que não foram condizentes com os dados de campo sendo, portanto, uma hipótese inadequada para estimar o comportamento de deslocamentos do maciço.

Para as camadas de solo residual e de rocha foram utilizados os valores de E conforme a Tabela 19. Os modelos utilizados neste trabalho estão sumarizados na Tabela 23.

Tabela 19 – Determinação de E para as camadas de solo residual e rocha

Material	Determinação	N _{SPT} médio	Valor de E da referência	Valor de E utilizado
Solo residual	Correlação com Nspt médio (Schnaid e Odebrecht, 2012)	43	250 MPa	200 MPa
	Literatura (Joppert, 2007)	-	200 MPa	
Rocha	Literatura (Vallejo, 2002)	-	540 MPa	540 MPa

Fonte: O autor (2020)

4.2.7 Modelo elastoplástico com critério de Mohr-Coulomb (MC)

O modelo baseado no modelo constitutivo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, doravante designado como MC, considerou a dependência do módulo de elasticidade do solo de aterro com o N_{SPT}, que na ausência de ensaios complementares, pode fornecer estimativas (Cardoso e Carreto, 1985). Esta camada foi dividida em faixas de 2 m de espessura, de maneira semelhante a apresentada por Jiménez (2008) para a análise de tensão e deformação de uma escavação.

Os módulos de elasticidade das camadas foram determinados conforme os valores médios por nível de N_{SPT} , com base na Tabela 3. Assim como em Jiménez (2008), foi também realizada uma divisão entre a região à montante da contenção e região à jusante, com diferentes E . Assim sendo, para obtenção de $E_{médio}$ da região à montante, foi utilizado como referência o N_{SPT} médio de sondagens localizadas nesta área, isto é, as sondagens SMD-1, SMD-2 e SMD-3. Já para o $E_{médio}$ da região localizada à jusante, utilizaram-se de N_{SPT} médio das sondagens SMD-4, SMD-6, SMD-7, SMD-8 e SMD-10 e SMD-11. Tais dados estão apresentados na Tabela 20. Os valores individuais de N_{SPT} de cada uma das sondagens está apresentado no Anexo 1 (ver também Figura 35).

Verifica-se que a tendência é um N_{SPT} médio crescente ao longo da profundidade e, portanto, um $E_{médio}$ com comportamento similar. Ainda se observa que a região à montante da contenção apresenta maiores valores de N_{SPT} médio do que os apresentados pela região à jusante em suas camadas superficiais. Entretanto, este comportamento se inverte com o avanço na profundidade (mais especificamente a partir dos 6 m), em que a região à jusante mostra N_{SPT} médio mais elevado. O modelo implementado no *software* de análise computacional de tensão-deformação está representando na Figura 39.

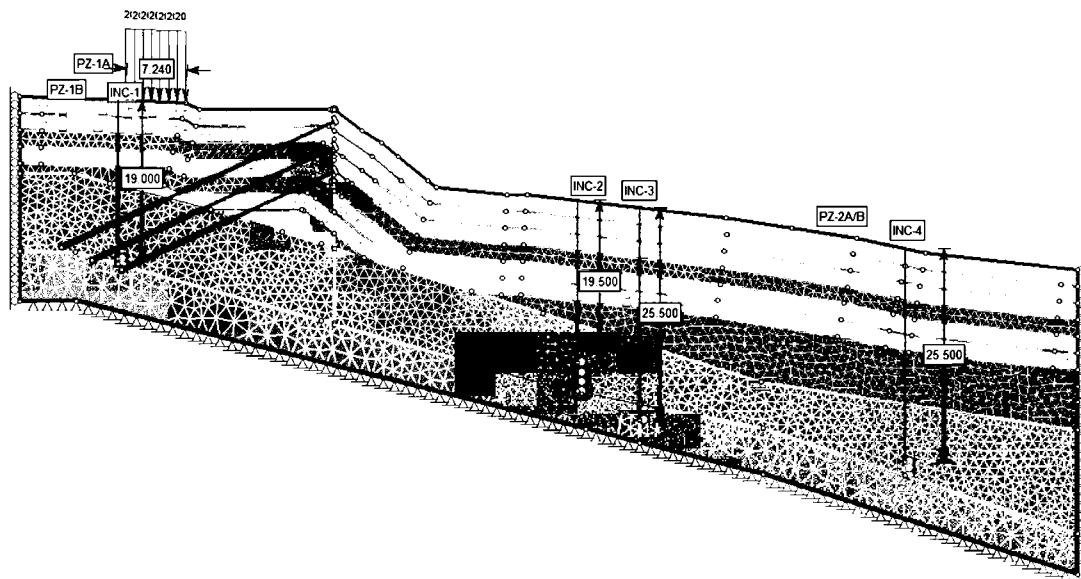
Exceto para SMD-4 e SMD-11, as sondagens indicam que a camada de aterro avança até a profundidade média de 14 m. Por este motivo, foram realizadas as divisões até esta profundidade, pois, caso fossem consideradas outras divisões, estas teriam o valor de $E_{médio}$ determinado não como uma média da camada, mas apenas de acordo com sondagens individuais.

Tabela 20 – Valores de N_{SPT} dos estrados do Modelo MC e respectivos valores de $E_{médio}$

Camada	Profundidade (m)	Região à montante da contenção		Região à jusante da contenção	
		N_{SPT} médio	$E_{médio}$ (kPa)	N_{SPT} médio	$E_{médio}$ (kPa)
1	2	5	14000	3	6000
2	4	8	22400	5	14000
3	6	8	22400	9	25200
4	8	11	51150	12	55800
5	10	7	19600	11	51150
6	12	12	55800	18	83700
7	14	12	55800	18	83700

Fonte: O autor (2020)

Figura 39 – Modelo Mohr-Coulomb construído



Fonte: O autor (2020)

4.2.8 Modelo Duncan-Chang (DC)

De maneira semelhante ao que foi feito com MC, criou-se um modelo baseado no modelo constitutivo de Duncan e Chang (1970), o qual recebe neste trabalho a denominação DC. Para este, a camada de solo de aterro foi subdividida em estratos de 2 m, para considerar a variação de E com o avanço da profundidade do perfil. Para a determinação de E de cada estrato, foram utilizadas as equações de Duncan e Chang (1970), as quais estão apresentadas no Apêndice 1.

Outra consideração implementada neste modelo foi a diferença de E de acordo com a trajetória e tensão ao qual o solo está submetido. Isto é, entre a porção de solo localizada à montante da contenção, a qual submete-se a condição de compressão descarregamento (E_{CD}), e a parcela localizada à jusante, que sofre extensão descarregamento (E_{ED}). Conforme Lambe e Whitman (1979), Cardoso e Carreto (1985) e Lima (2002), as relações que aproximam a diferença de comportamento entre estas diferentes trajetórias são $E_{CC} = 3 E_{ED}$ e $E_{ED} = 3 E_{CD}$. Estas foram as relações utilizadas para diferenciar E em função da localização à montante ou jusante da contenção, sendo que as equações de Duncan-Chang fornecem E para condição de compressão carregamento (CC) (Jiménez, 2008).

Com as considerações adotadas, o modelo DC abrange uma representação do comportamento do solo dependendo não apenas do nível de tensão ao qual o solo se submete, como também o caminho de tensões percorrido ao longo da instalação da cortina atirantada.

Dada a ausência de ensaios triaxiais (por meio dos quais seria possível a obtenção precisa dos parâmetros utilizados em Duncan-Chang), os parâmetros necessário para a modelagem foram estimados tendo como base Shen et al. (1981) (Tabela 21), em que foi realizada a modelagem de uma cortina de contenção em um solo de aterro também predominantemente siltoso. Apresenta-se na Tabela 22 o cálculo dos módulos de elasticidade utilizados no modelo DC com base nas equações do Apêndice 1.

Jiménez (2008) indicou que a divisão de área entre porção de solo submetida a extensão descarregamento com a parcela exposta a compressão descarregamento pode ser representada nos modelos numéricos por meio de uma linha, a partir da base da estrutura de contenção, formando um ângulo de 45° com uma linha horizontal. Tal consideração também foi utilizada na construção da geometria do modelo DC. A solução final implementada no *software* de análise computacional de tensão-deformação, atendendo as divisões de camadas e regiões por diferença de trajetória de tensão, está ilustrado na Figura 40.

Tabela 21 – Parâmetros do modelo hiperbólico DC estimados (Shen et al., 1981)

Parâmetro	Valor
K	500
n	0,50
R _f	0,80
p _a (kPa)	103,31

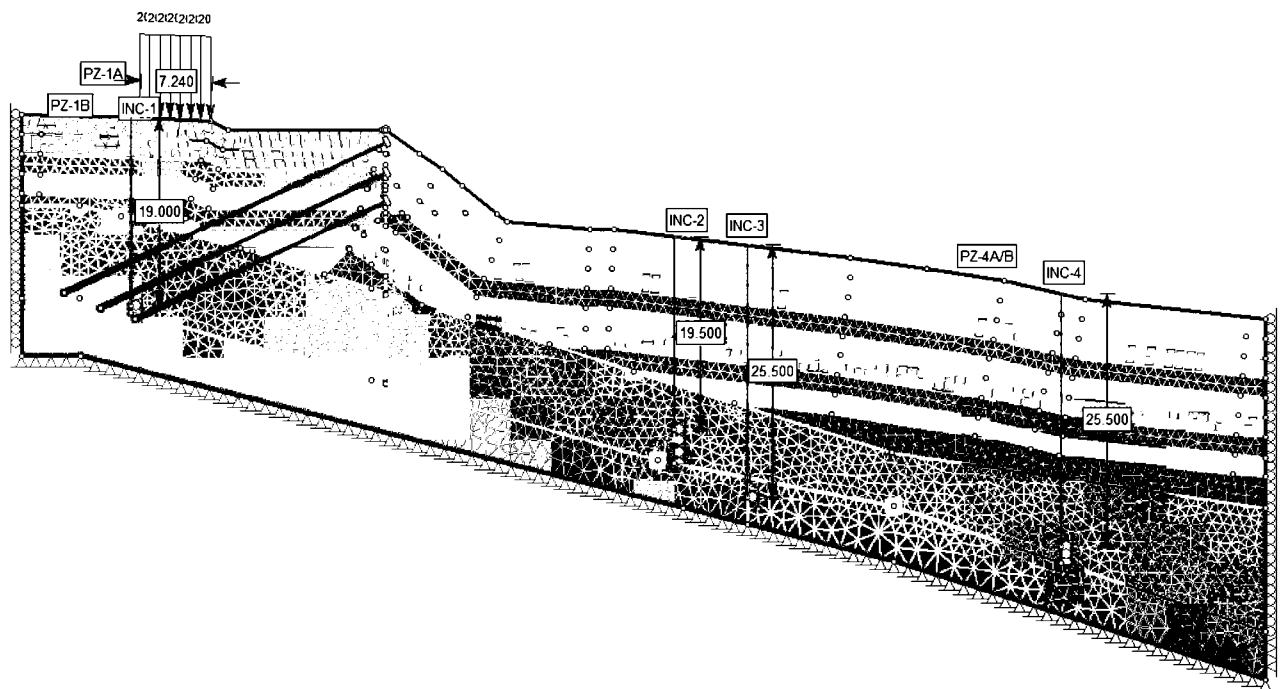
Fonte: Shen et al. (1981)

Tabela 22 – Obtenção dos módulos de elasticidade utilizados no modelo DC

Camada	H _{med} (m)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	E _i (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,50}$ (kPa)	E _{CC} (kPa)	E _{CD} (kPa)	E _{ED} (kPa)
1	1	18,56	7,80	8431,46	15,90	7,95	5058,88	15176,63	45529,89
2	3	54,77	23,00	14483,65	35,67	17,83	8690,19	26070,57	78211,72
3	5	91,26	38,33	18695,80	55,59	27,80	11217,48	33652,44	100957,32
4	7	127,09	53,38	22062,86	75,16	37,58	13237,71	39713,14	119139,43
5	9	149,07	62,61	23894,74	87,16	43,58	14336,84	43010,52	129031,57
6	11	168,20	70,65	25381,81	97,60	48,80	15229,09	45687,26	137061,78
7	13	187,91	78,92	26827,47	108,36	54,18	16096,48	48289,45	144868,35
8								50783,37	152350,12
9								158244,49	158244,49

Fonte: O autor (2020)

Figura 40 – Modelo DC implementado



Fonte: O autor (2020)

4.2.9 Resumo dos modelos de tensão e deformação

Apresenta-se na Tabela 23 o resumo dos modelos de tensão e deformação desenvolvidos neste trabalho

Tabela 23 – Divisão de modelos de acordo com a obtenção do E para as camadas de solo

Modelo	Mohr-Coulomb* – MC	Duncan-Chang - DC
Aterro		
Estratigrafia	Divisão em camadas de 2 m. Divisão entre a montante e a jusante da contenção	Divisão em camadas de 2 m. Divisão entre a montante e a jusante da contenção
Determinação de E	Correlação com o N_{SPT} , considerando divisão entre porção à montante e à jusante da contenção	Equações de Duncan-Chang (1960), considerando divisão entre porção à montante e à jusante da contenção
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb (elasto-plástico)	Duncan-Chang (elasticidade hiperbólica)
Relação $E_{ED} = 3 E_{CD}$	Não	Sim
Solo Residual		
Estratigrafia	Uniforme em toda a profundidade	
Determinação de E	Correlação com o N_{SPT} , e literatura	
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb	
Relação $E_{ED} = 3 E_{CD}$	Não	
Rocha		
Estratigrafia	Uniforme em toda a profundidade	
Determinação de E	Literatura (Vallejo, 2002)	
Modelo constitutivo	Elástico linear	
Relação $E_{ED} = 3 E_{CD}$	Não	

Fonte: O autor (2020)

Legenda: * – abreviação de Modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb

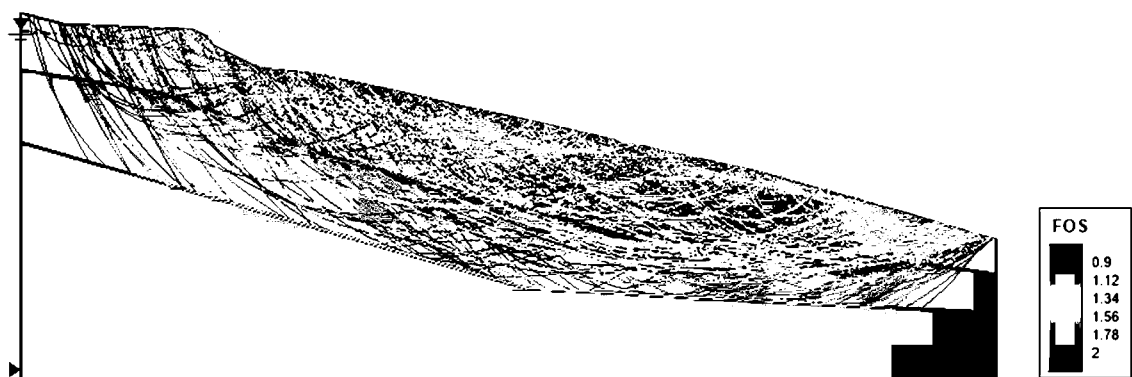
5 RESULTADOS

A apresentação dos resultados com o obtido na retroanálise do talude e os produtos da análise de tensão e deformação se encontram subdivididos nas seções a seguir.

5.1 CÁLCULO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

A partir do modelo desenvolvido, pôde-se, então, realizar a simulação de equilíbrio limite para buscar possíveis superfícies de ruptura. O método de equilíbrio limite utilizado foi o método de Morgenstern e Price (1965), além de se utilizar a função “*Slope Search*” do software de Método de Equilíbrio Limite (MEL) utilizado. Esta função pesquisa no talude superfícies com os mais diversos raios e pontos de início e fim. Foram investigadas no talude um total de 1.000 superfícies de ruptura, conforme ilustrado na Figura 41.

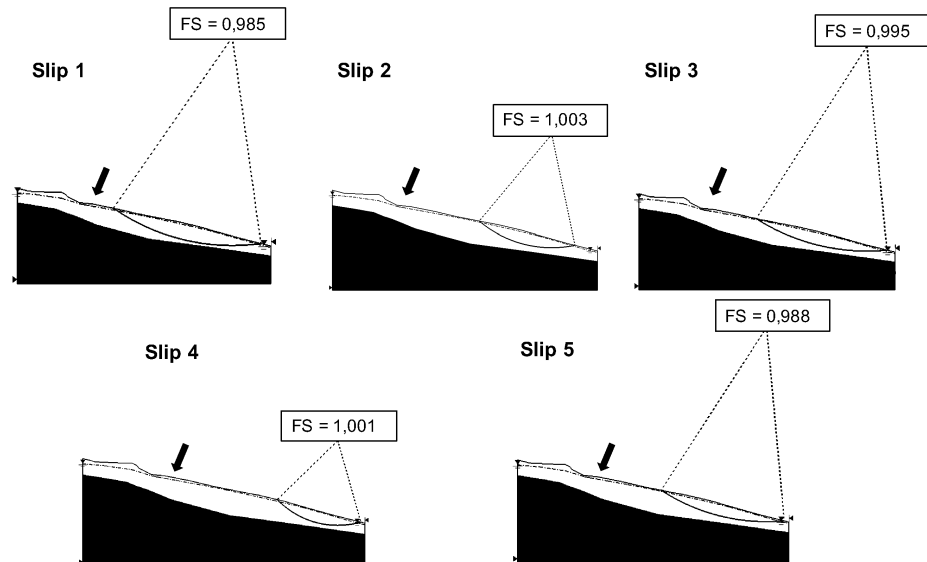
Figura 41 – Totalidade de superfícies de ruptura inicialmente determinadas



Fonte: O autor (2020)

Dentre estas superfícies obtidas, foram filtradas para análise as 5 superfícies que apresentaram os menores valores de FS. O intervalo de FS obtido para estas superfícies resultou em valores entre 0,985 e 1,003. Ilustra-se na Figura 42 as superfícies individuais resultantes deste filtro. Nota-se que as superfícies encontradas estão situadas à jusante do viaduto. Conforme o evento de instabilização que aconteceu em campo, esta é a região afetada. Além do mais, as superfícies estão situadas em proximidade com o viaduto, cuja estrutura foi prejudicada no evento.

Figura 42 – Superfícies de ruptura para retroanálise



Fonte: O autor (2020)

Legenda: A seta indica a localização do viaduto no terreno.

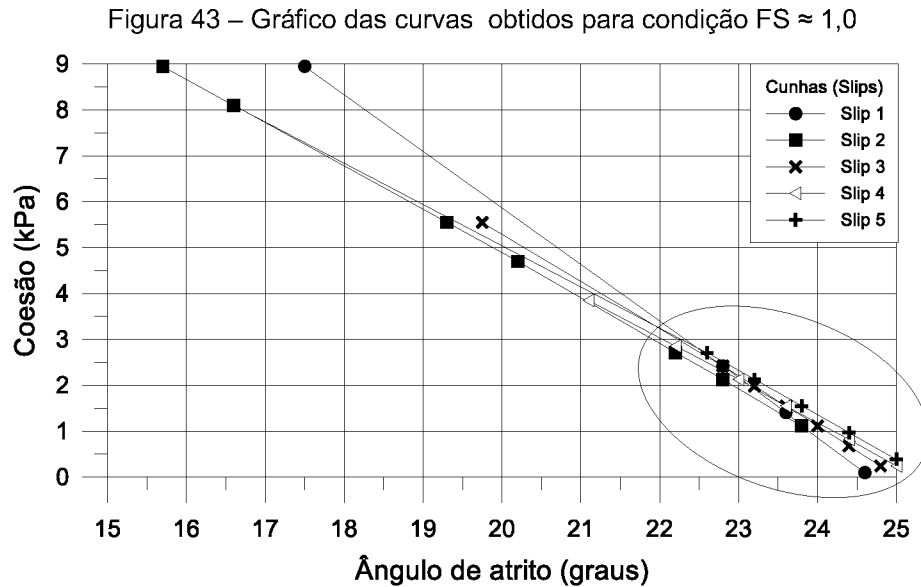
Com base nos dados obtidos pôde-se gerar as curvas $c = f(\phi')$ para as superfícies de ruptura selecionadas. Os pontos de cada uma das superfícies (*slips*) estão apresentados nas Tabela 24.

Tabela 24 – Pares da curva $c = f(\phi')$ obtidos para condição $FS \approx 1,0$

Slip 1		Slip 2		Slip 3		Slip 4		Slip 5	
ϕ' (graus)	c (kPa)	ϕ' (graus)	c (kPa)	ϕ' (graus)	c (kPa)	ϕ' (graus)	c (kPa)	ϕ' (graus)	c (kPa)
17,5	8,95	15,7	8,95	19,75	5,55	21,1	3,85	16,6	8,1
22,8	2,42	16,6	8,1	22,8	2,42	22,2	2,855	22,6	2,71
23,6	1,405	19,3	5,55	23,2	1,985	23	2,13	23,2	2,13
23,8	1,115	20,2	4,7	23,6	1,55	23,6	1,55	23,8	1,55
24,6	0,1	22,2	2,71	24	1,115	24,4	0,825	24,4	0,97
		22,8	2,13	24,4	0,68	25	0,245	25	0,39
		23,8	1,115	24,8	0,245				

Fonte: O autor (2020)

Por conseguinte, os pares obtidos foram plotados em um único gráfico para determinação dos intervalos de valores característicos para o talude de estudo. Apresenta-se este gráfico na Figura 43.



A partir da análise da Figura 43, foi possível determinar uma região de pontos, na figura representado pela área circulada, onde há interceptação das curvas, juntamente com uma elevada densidade de pontos. Finalmente, com base neste intervalo, foram obtidos os valores característicos, os quais estão apresentados na Tabela 25. Estes são os parâmetros finais resultantes do cálculo de parâmetros de resistência, evidenciando valor médio de ϕ' igual a 23,2° e de coesão 1,9 kPa.

Tabela 25 – Valores característicos de parâmetros de resistência obtidos pela retroanálise

Parâmetro		
Ângulo de atrito (graus)	Média	23,2
	Desvio	
	Padrão	0,6
	Máximo	25,0
	Mínimo	22,2
Coesão (kPa)	Média	1,9
	Desvio	
	Padrão	0,7
	Máximo	3,0
	Mínimo	0,2

Fonte: O autor (2020)

Na Tabela 26 apresenta-se uma comparação dos resultados obtidos por meio da análise numérica, dos ensaios de cisalhamento direto e do ensaio de SPT.

Tabela 26 – Comparação de valores de parâmetros de resistência da análise numérica com os ensaios

Parâmetro de resistência		ϕ' (graus)	c (kPa)
Ensaio de laboratório	Pico	26,1	9,9
	Residual	13,0	0,4
Ensaio SPT		28,5	-
Análise numérica		23,2	1,9

Fonte: O autor (2020)

5.2 TENSÃO E DEFORMAÇÃO

Os resultados de análise de tensão e deformação estão divididos em análise dos deslocamentos de campo (análise dos dados dos inclinômetros) e resultados das modelagens numéricas.

5.2.1 Análise dos deslocamentos verificados em campo

Para a compreensão do estado de movimentações do talude ao longo da execução da cortina atirantada, foram analisados os comportamentos de deflexão dos inclinômetros presentes em campo. Cada etapa da obra faz referência a um estado de execução da contenção, com uma determinada data de referência (Tabela 27), que indica quando foi finalizada uma etapa em específico. Por exemplo, na data de 14/02/2017 houve a finalização da protensão da linha B de tirantes. A leitura dos equipamentos em campo, entretanto, geralmente apresenta datas de leitura distintas daquelas que dizem respeito a data de referência das etapas. Da mesma maneira que utilizado por Osouli e Hashash (2008), o meio encontrado para corresponder a leitura de um instrumento ao fim de uma etapa construtiva, foi buscar a leitura mais próxima após a ocorrência (etapa), com o intuito de capturar a interferência da etapa executiva no maciço de solo. As correspondências realizadas com este preceito estão apresentadas na Tabela 28, e as leituras realizadas pelos inclinômetros constam na Figura 44 (como referência de localização dos inclinômetros, ver Figura 35)

Tabela 27 – Datas etapas da construção e datas de referência

Etapas	Ocorrência	Data final da etapa
1	Inicial – Estado natural pré escavação	30/08/16
2	instalação de estacas raízes	28/10/16
3	Escavação de 2,50 m	22/11/16
4	Instalação e protensão linha A de tirantes	01/01/17
5	Escavação de 3,15 m	01/02/17
6	Instalação e protensão linha B de tirantes	14/02/17
7	Escavação de 2,80 m	10/03/17
8	Instalação e protensão linha C de tirantes	12/05/17

Fonte: O autor (2020)

Tabela 28 – Correspondência de leitura dos inclinômetros às etapas da obra

Etapas	Data leitura equipamento	Referência
INC-1		
Leitura zero*	18/08/16	
2	28/10/16	Dia final de instalação de estacas raízes
3	25/11/16	3 dias após fim da escavação de 2,50 m
4	05/01/17	4 dias após instalação e protensão dos tirantes (linha A)
5	07/02/17	6 dias após fim da escavação de 3,15 m
6	-	NA**
7	10/03/17	Dia final escavação de 2,80 m
8	18/05/17	6 dias após instalação e protensão dos tirantes (linha C)
INC-2		
Leitura zero*	18/08/16	
2	28/20/16	Dia final de instalação de estacas raízes
3	25/11/16	3 dias após fim da escavação de 2,50 m
4	03/01/17	2 dias após instalação e protensão dos tirantes (linha A)
5	07/02/17	6 dias após fim da escavação de 3,15 m
6	-	NA**
7	10/03/17	Dia final escavação de 2,80 m
8	24/05/17	12 dias após instalação e protensão dos tirantes (linha C)
INC-3		
Leitura zero*	25/02/17	
2 a 7	-	NA**
8	12/05/17	Dia final instalação e protensão dos tirantes (linha C)
INC-4		
Leitura zero*	25/02/17	
2 a 7	-	NA**
8	18/05/17	6 dias após instalação e protensão dos tirantes (linha C)

Fonte: O autor (2020)

Legenda: * - refere-se à leitura inicial no equipamento, e não uma correspondência de leitura com Etapa construtiva

** - não há leitura disponível para o equipamento, para a etapa em específico

Em algumas etapas não foi possível relacionar a leitura do instrumento com a leitura da obra, devido à indisponibilidade de dados. Para INC-1 e INC-2, na Etapa 6 (instalação e protensão da linha B de tirantes), não houve leitura dos instrumentos. Já

para para INC-3 e INC-4, devido à instalação mais tardia dos instrumentos, e as leituras disponíveis possibilitaram apenas a correspondência com a Etapa 8.

Verifica-se que, durante a execução da cortina atirantada, os deslocamentos horizontais lidos em campo apresentaram valores menores do que 15 mm, para a região localizada à montante da contenção (leitura do INC-1). Para a região localizada à jusante, os deslocamentos acumulados não excederam 10 mm.

De acordo com Jeng e Sue (2016), ao realizar uma avaliação quanto a situação de segurança de um talude, onde haja instrumentos de mensuração de deslocamentos horizontais, esta pode ser realizada tendo como parâmetro de referência os deslocamentos mensais aferidos pelos instrumentos de campo. **A Erro! Fonte de referência não encontrada.** traz condições de alerta, e respectivas preocupações e tipos de movimentações que estão associados a um valor de deslocamento horizontal mensal (JASDiM, 1978).

Tabela 29 – Diferentes tipos de alerta de acordo com o nível de deslocamento horizontal mensal

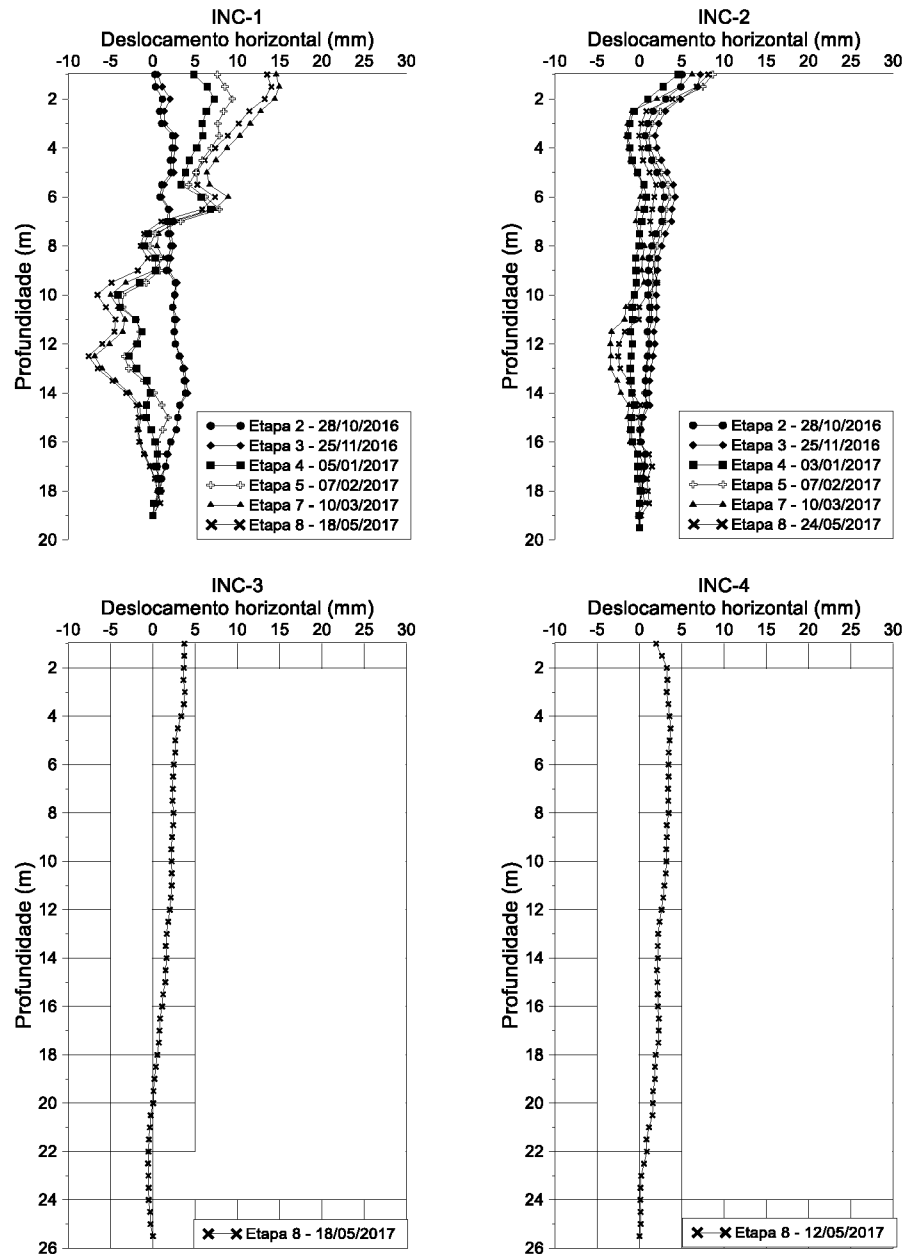
Tipo de alerta	Deslocamento horizontal mensal (mm)	Preocupação	Tipo de movimentação
Emergência	> 500	Muito significativa	Colapso rápido, possível liquefação
Deslizamento muito provável	> 10	Significativa	Movimento ativo, deslizamento
Deslizamento possível	> 2	Pouco significativa	Movimento lento
Deslizamento em potencial	> 0.5	Muito pouco significativa	Sem ocorrência, possível creep

Fonte: Adaptado de JASDiM, 1978

Com base na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e nos resultados da Figura 44, pode-se inferir que, em geral, a situação do talude enquadra-se na condição de deslizamento em potencial, apresentando deslocamentos mensais cujos valores são menores que 2,0 mm, porém maiores que 0,5 mm (nota-se que as leituras entre etapas têm, aproximadamente, frequência mensal). Ocorrem, entretanto, algumas situações em que a movimentação horizontal indicada pelos instrumentos é maior que 2 mm, como verificado no INC-2 em 07/02/2017. Tal valor indica uma situação de deslizamento possível, com preocupação pouco significativa, e ocorrência de movimento lento. Esta situação não necessariamente apresenta um alerta,

entretanto realça a necessidade de acompanhamento da situação do local, com intuito de evitar novos sinistros.

Figura 44 – Leituras de deslocamentos horizontais dos inclinômetros, na direção transversal, de acordo com as fases da obra de execução da cortina atirantada



Fonte: O autor (2020)

Além da magnitude das deflexões horizontais, o formato da curva de deslocamentos ao longo da profundidade é, do mesmo modo, um indicativo da situação que está se processando no maciço de solo. A Figura 45 indica quatro possíveis perfis de deslocamentos de inclinômetros, e as circunstâncias relacionadas

a cada uma delas. Com base nestas informações, pode-se depreender que INC-2, INC-3 e INC-4 possuem um padrão de deslocamentos com o avanço da profundidade cujo formato é aproximadamente de um engaste (Figura 45c). Este tipo de feição de deslocamentos pode indicar que a superfície de deslizamento do talude encontra-se abaixo do fundo do tubo do inclinômetro e sua leitura não pode capturar a formação de uma possível cunha de ruptura (JENG E ZHONG, 2017).

Para o caso de INC-1, verifica-se que, inicialmente, houve a formação de um padrão no formato de engaste, similarmente ao ocorrido com INC-2, 3 e 4. Isto se pode visualizar até a Etapa 2 (instalação de estacas raízes). Entretanto, a partir da Etapa 3 (correspondente à primeira escavação), e até a última Etapa (8), nota-se a ocorrência de um perfil de uma curva em formato de “S” (Figura 45d). Tal padrão indica que pode ter havido compressão no tubo, ocasionada por atrito negativo, devido ao recalque da camada de solo onde está instalado o tubo do inclinômetro (JENG E ZHONG, 2017). Tentou-se proceder com o reinício da leituras a partir do marco de início de curva em “S”, porém não houve sucesso. Isto é, as leituras continuaram a apresentar este tipo de formato.

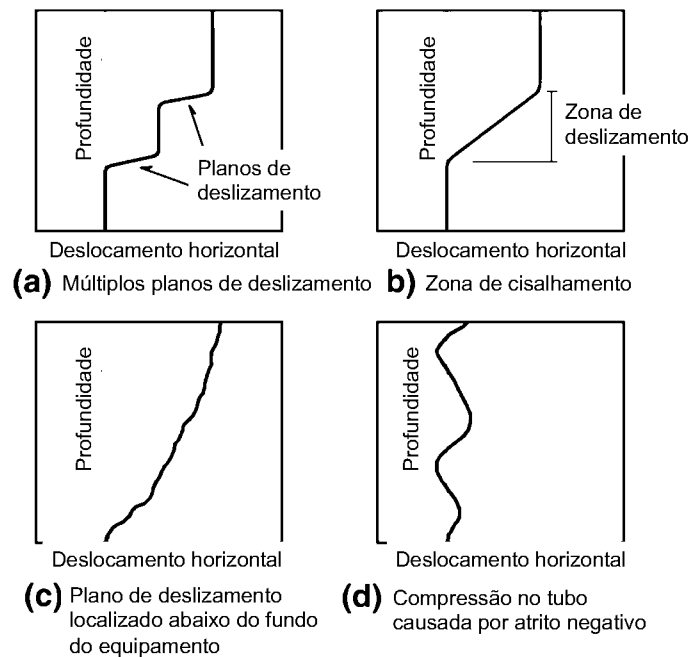
Um possível motivo do recalque é a operação de bombeamento de nível freático do solo, associado às intervenções ocorridas na execução da obra, especialmente as escavações e o processo de protensão dos tirantes. O inclinômetro fora instalado em 18/08/2016 (data leitura zero), ao passo que, o sistema de bombeamento iniciou seu funcionamento em data anterior, em 24/03/2016.

Para avaliação de estabilidade da estrutura, um valor de deslocamento máximo total indicado é 0,2 a 0,5% da altura da cortina atirantada ($0,2$ a $0,5\%$ H), para o caso de cortina instalada em local com solo arenoso ou siltoso (GOLDBERG et al., 1976; CLOUGH E O'ROURKE, 1990; BILGIN E ERTEN, 2009).

No caso da altura da cortina igual a 8,65 m, os valores máximos aceitáveis de deslocamento durante a obra estariam abaixo 17,3 ou abaixo de 43,2 mm. Os valores apresentados pelo instrumento INC-1 se mostraram aquém de ambas estas referências. Tal fato aponta, portanto, para um condição de aceitabilidade das deformações ocorridas no que tange a avaliação da segurança local.

Ressalta-se que não foram encontrados nos perfis de deslocamento dos inclinômetros analisados ocorrências do tipo múltiplos planos de deslizamento (Figura 45a), tampouco zonas de cisalhamento (Figura 45b), as quais seriam indicativos de ocorrência de deslizamento em processamento (JENG E ZHONG, 2017).

Figura 45 – Diferentes tipos de perfis de deslocamentos em inclinômetros de acordo com a situação do maciço



Fonte: Adaptado de Jeng e Zhong (2017)

Legenda: (a), (b), (c) e (d) com descrições abaixo de cada imagem

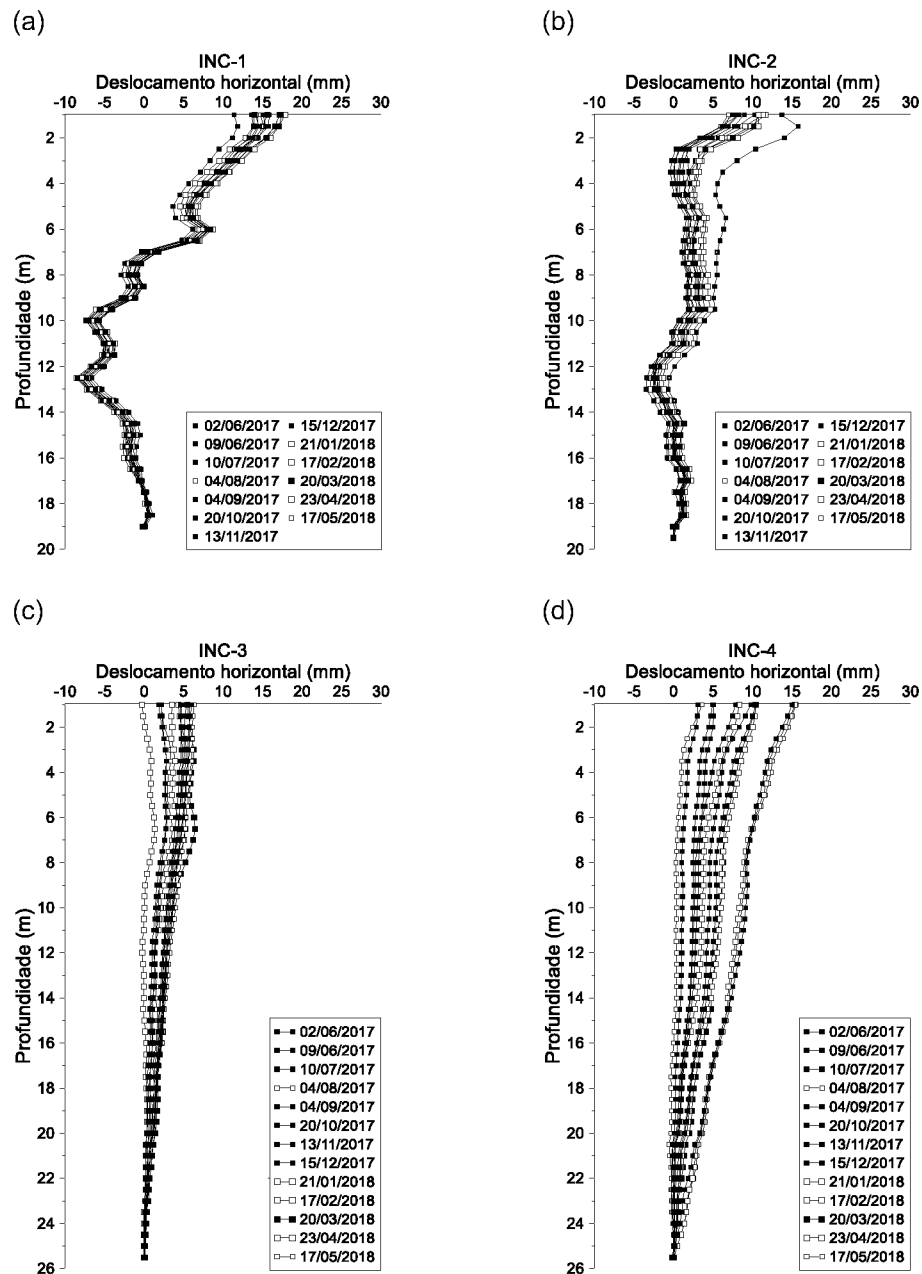
5.2.1.1 Deslocamentos ocorridos após o fim da obra

Findada a execução da cortina atirantada, os inclinômetros tiveram leituras sendo realizadas com intuito de haver um acompanhamento contínuo da situação de estabilidade. O intervalo das leituras (que estão apresentadas na Figura 46) seguiu com uma frequência mensal, conforme as orientações de monitoramento de inclinômetros indicadas por JASDiM (1978).

Em INC-1 (Figura 46a), o perfil em formato de “S” é verificado na totalidade das leituras realizadas. De acordo com Jeng e Sue (2016), uma vez sucedidos os recalques que ocasionam este tipo de perfil, não há leituras futuras com acontecimento de um perfil distinto da curva em “S” devido aos distúrbios que são gerados no tubo do inclinômetro. A magnitude das deflexões neste equipamento indicou deslocamentos mensais maiores do 2 mm, porém não maiores que 10 mm. O instrumento continua indicando, portanto, uma preocupação pouco significativa de ocorrência de deslizamento, com ocorrência de movimento lento. Quanto a deflexão total máxima, esta ainda se manteve abaixo dos valores máximos, 0,2 a 0,5% de H

(17,3 e 43,2 mm), portanto, apontando para uma situação aceitável quanto a deflexões horizontais totais máximas.

Figura 46 – Deslocamentos horizontais indicados pelos inclinômetros após o fim da obra



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) INC-1, (b) INC-2, (c) INC-3, e (d) INC-4

No instrumento INC-2 (Figura 46b), nota-se que houve uma mudança no perfil de leituras de deflexões, passado de tipo engaste para tipo deslocamento horizontal, com evidência, na profundidade de aproximadamente 12,0 m, de uma zona de cisalhamento. A magnitude de variação mensal de deslocamentos horizontais, entretanto, não ultrapassa 10 mm, sendo maior que 2 mm, indicando a mesma situação apontada por INC-1 (isto é, preocupação pouco significativa com deslizamento).

Por fim, em INC-3 (Figura 46c) e INC-4 (Figura 46d) continua sendo notado um perfil do tipo engaste, continuamente em todas as leituras realizadas. Em INC-3 as deflexões mensais são maiores que 0,5 mm, porém menores que 2 mm, indicando ocorrência de deslizamento muito pouco significativa. Por sua vez, INC-4 aponta, conforme INC-1 e INC-2, deflexões maiores que 2 mm e menores que 10 mm, assim, indicando situação de preocupação pouco significativa, conforme JASDiM (1978).

Com base na análise dos deslocamentos verificados após a execução da cortina, em geral, observa-se que o talude encontra-se numa situação de segurança. Entretanto, ressalta-se a importância do monitoramento contínuo dos deslocamentos, com intuito de captar possíveis mudanças neste cenário de segurança.

5.2.2 Análise numérica de tensão e deformação

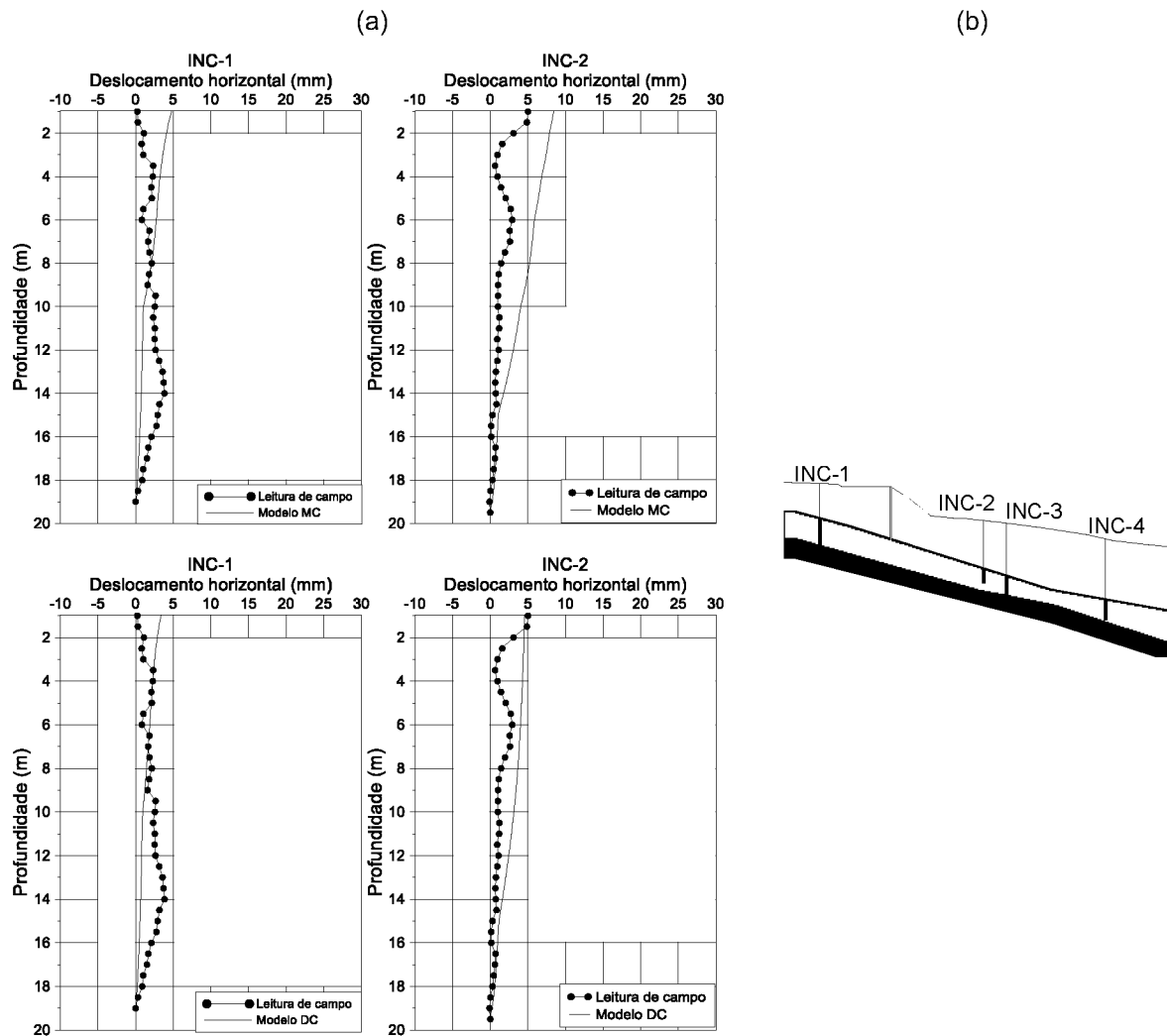
Os resultados da análise numérica de tensão e deformação são apresentados de acordo com a etapa construtiva da obra (etapas 2, 3, 4, 5, 7 e 8, detalhadas na Tabela 27), comparando-se o resultado obtido por meio do *software* de tensão-deformação com aquele verificado por meio dos instrumentos de campo.

5.2.2.1 Etapa 2

Na etapa 2 de construção da cortina atirantada, há a instalação da linha de estacas raízes, em localização adjacente a onde é executada a cortina da contenção em etapas posteriores

Apresenta-se na Figura 47 os resultados da modelagem numérica de tensão e deformação da Etapa 2, onde se comparam os resultados dos modelos MC e DC, juntamente com os deslocamentos verificados em campo.

Figura 47 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 2



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) Gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-1 e INC-2; (b) representação da situação construtiva da obra na Etapa 2

Nota-se que para INC-1 não houve uma diferença expressiva dos resultados numéricos, e ambos os modelos representaram com relativa precisão os deslocamentos de campo. Verifica-se ainda que a deflexão horizontal máxima no perfil de INC-1 obtida pelo modelo MC foi mais elevada que aquela determinada pelo modelo DC.

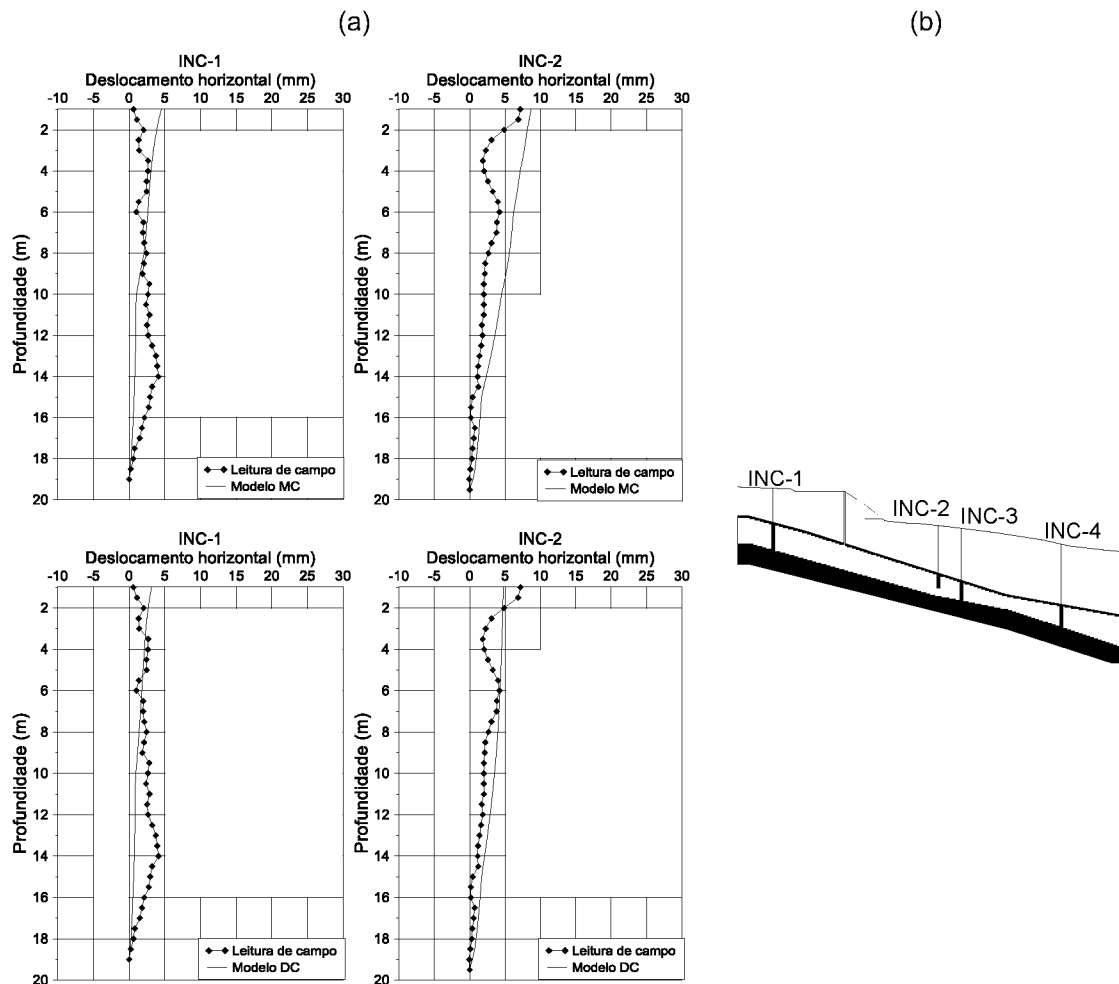
Para INC-2, por sua vez, o modelo DC foi o que mais se adequou ao representar o perfil de deslocamentos horizontais. Já o modelo MC indicando valores mais elevados do que aqueles lidos pelo INC-2.

5.2.2.2 Etapa 3

Ocorre na etapa 3 a primeira escavação da obra, com uma profundidade de 2,50 m de solo do talude sendo removido. Apresenta-se na Figura 48, da mesma maneira que o resultado apresentado na Etapa 2, os comparativos de resultados numéricos com os medidos pelos instrumentos.

Analisando estes dados, de uma maneira geral, pode-se observar que, similamente ao ocorrido na Etapa 2, ambos os modelos puderam representar com fidelidade o perfil de deslocamento ocorrido em INC-1, ao passo que para o perfil de INC-2 o modelo DC foi o que mais se aproximou aos valores de deflexão.

Figura 48 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 3



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) Gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-1 e INC-2; (b) representação da situação construtiva da obra na Etapa 3.

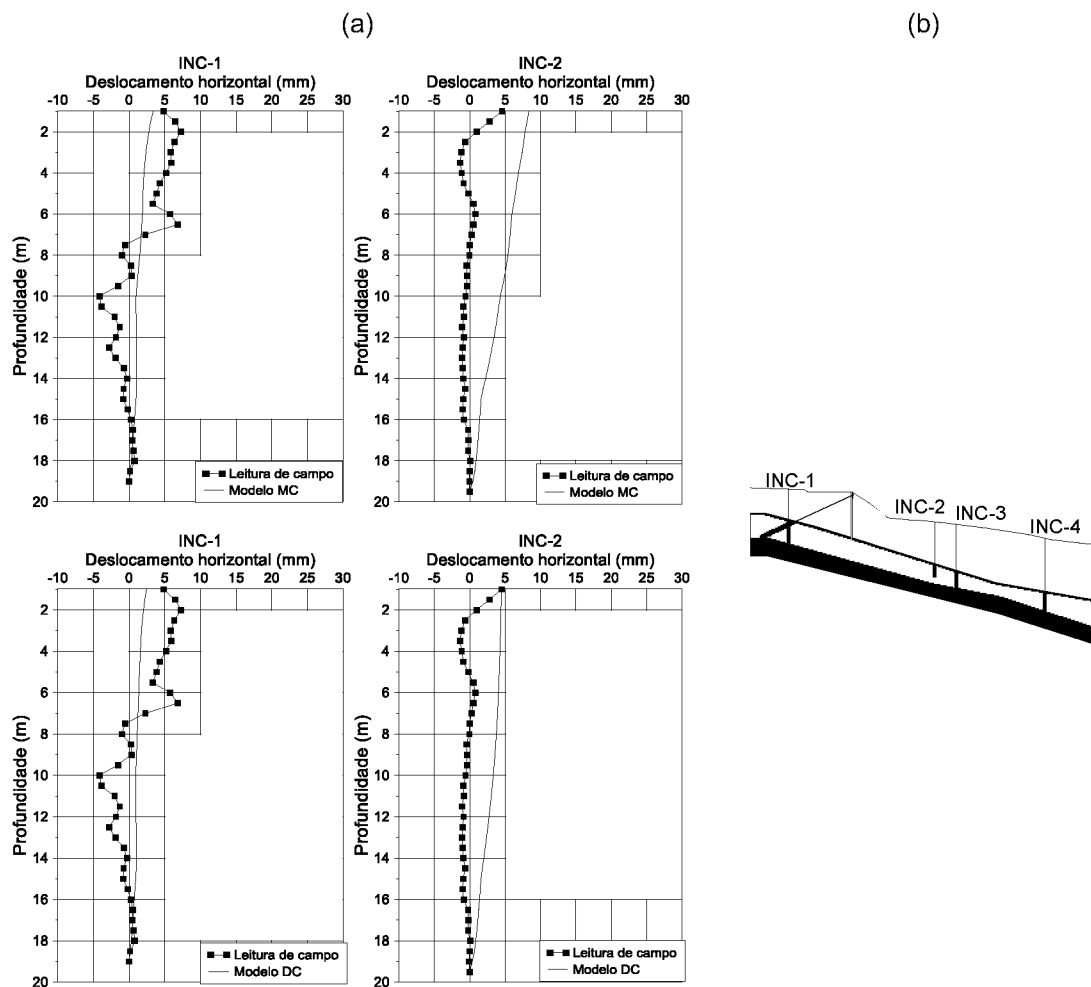
5.2.2.3 Etapa 4

A instalação e protensão da primeira linha de tirantes (linha A) acontece na etapa 4. Consonantemente com o apresentado nas etapas anteriores, na Figura 49 são ilustrados os paralelos de valores de deflexões horizontais obtidas numericamente com as medidas pelos instrumentos.

Verifica-se que houve nesta fase uma redução da capacidade do modelo em representar o perfil de deflexões que ocorre no INC-1, devido a formação de curva “em S”, que ocorre neste instrumento a partir da Etapa 4.

Para as deflexões observadas no INC-2, percebe-se que o modelo DC foi o que melhor conseguiu adequar os deslocamentos, apesar de ainda haver algumas diferenças com os dados de campo ao longo da profundidade.

Figura 49 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 4



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-1 e INC-2; (b) representação da situação construtiva da obra na Etapa 4.

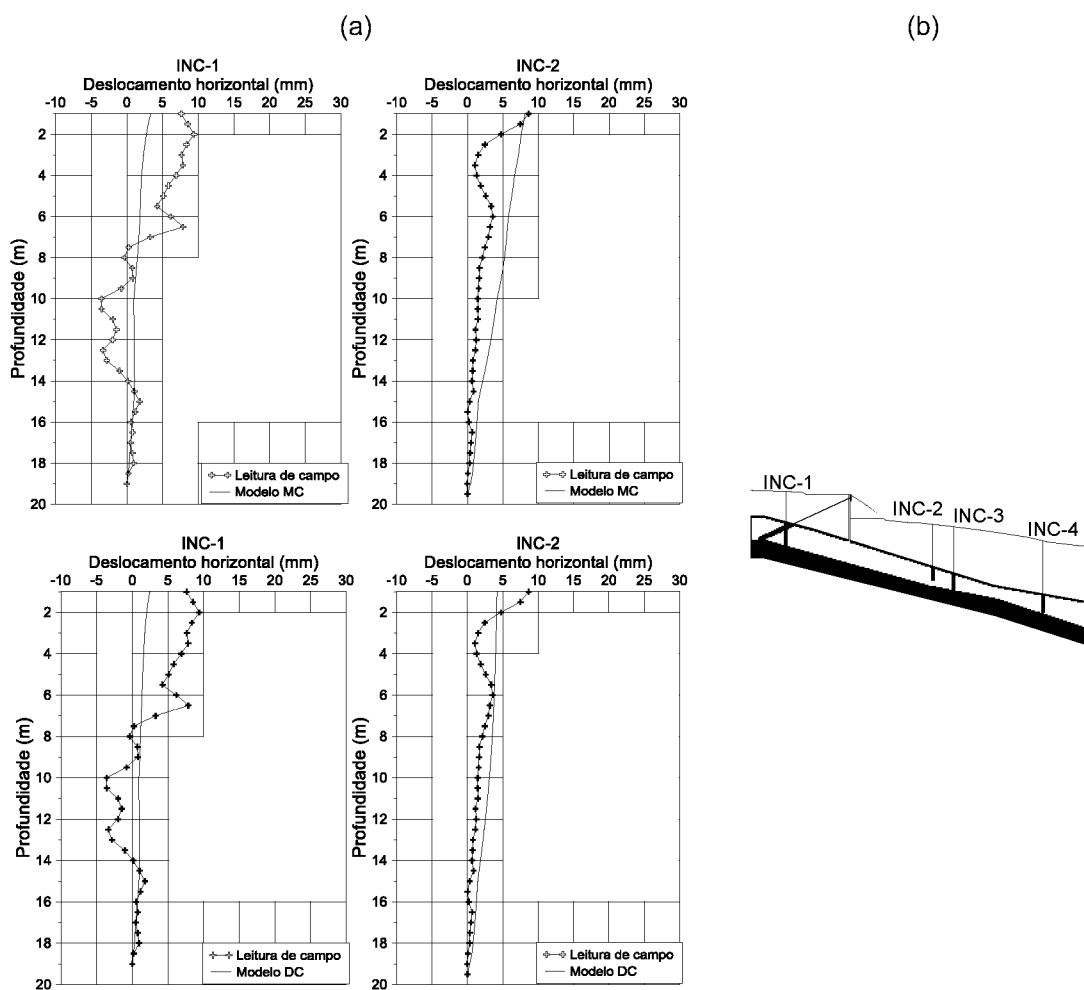
5.2.2.4 Etapa 5

A evolução construtiva que se sucede na etapa 5 trata-se da segunda linha de escavação, com remoção de 3,15 m de profundidade de solo. É representado na Figura 50 o comparativo de resultados provenientes de modelagem numérica com valores de medições de campo.

De maneira similar ao que ocorre na etapa 4, em INC-1 há a formação de curva em “S”, a qual não se pode observar nos modelos numéricos. Entretanto, para INC-2, verifica-se que os modelos numéricos são capazes de aproximar significativamente os deslocamentos ocorridos. Nota-se ainda que o modelo DC foi mais adequado para os deslocamentos ao longo da profundidade, enquanto MC foi capaz de estimar com maior precisão a deflexão horizontal máxima, ocorrida na superfície do terreno.

Não está em escopo da análise de tensão e deformação a etapa construtiva 6, pois no período em que esta fase ocorre não houve realização de leitura de inclinômetros em campo.

Figura 50 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 5



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) Gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-1 e INC-2; (b) representação da situação construtiva da obra na Etapa 5.

5.2.2.5 Etapa 7

Na etapa 7, ocorre a terceira escavação com remoção de 2,80 m de profundidade de material. Ilustra-se na Figura 51 os resultados da modelagem numérica desta etapa.

Verifica-se que, em INC-1, a curva em “S” se torna mais acentuada nesta fase, e, portanto, os modelos numéricos não são capazes de representar os deslocamentos máximos ocorridos. Por sua vez, em INC-2, DC foi capaz de representar com maior fidelidade os deslocamentos ao longo do perfil.

5.2.2.6 Etapa 8

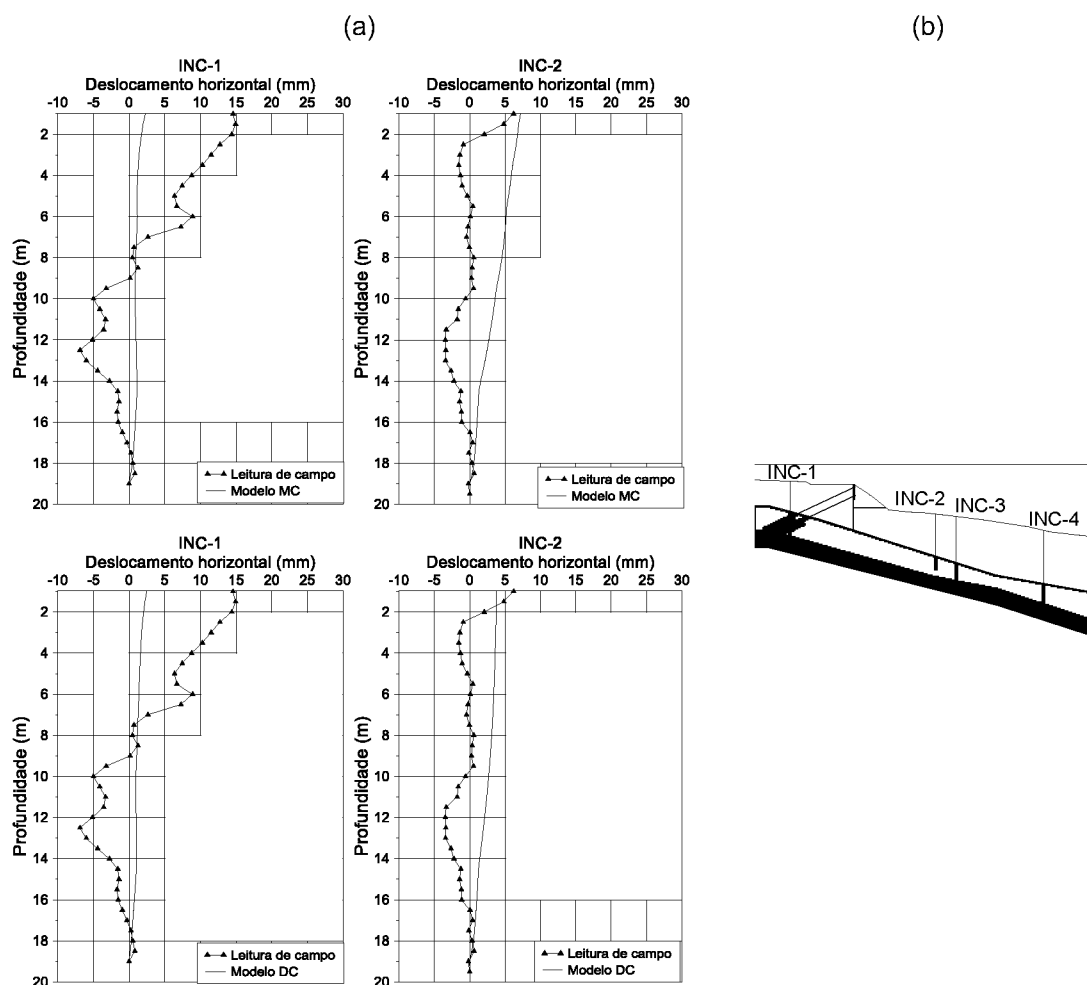
O fim da construção da cortina de contenção ocorre na Etapa 8, em que são realizadas a instalação e protensão da última linha de tirantes (linha C). Os resultados numéricos obtidos para este estágio estão ilustrados na Figura 52. A comparação com os instrumentos nesta fase foi mais abrangente que nos estágios anteriores, pois há dados de INC-3 e INC-4, que foram instalados ao fim da construção.

Para o perfil de INC-1, nota-se novamente os deslocamentos com perfil de “S”, não podendo ter sua representação fidedigna com uso dos modelos numéricos.

O padrão de deflexões de INC-2 foi bem representado numericamente, sendo DC mais adequado para esta representação do que MC.

Por fim, os instrumentos INC-3 e INC-4, de maneira similar ao que se verificou no equipamento INC-2, teve a representação de deslocamentos horizontais ao longo da profundidade mais adequadamente representado por DC, sendo que MC indicou valores mais elevados que os que são verificados em campo.

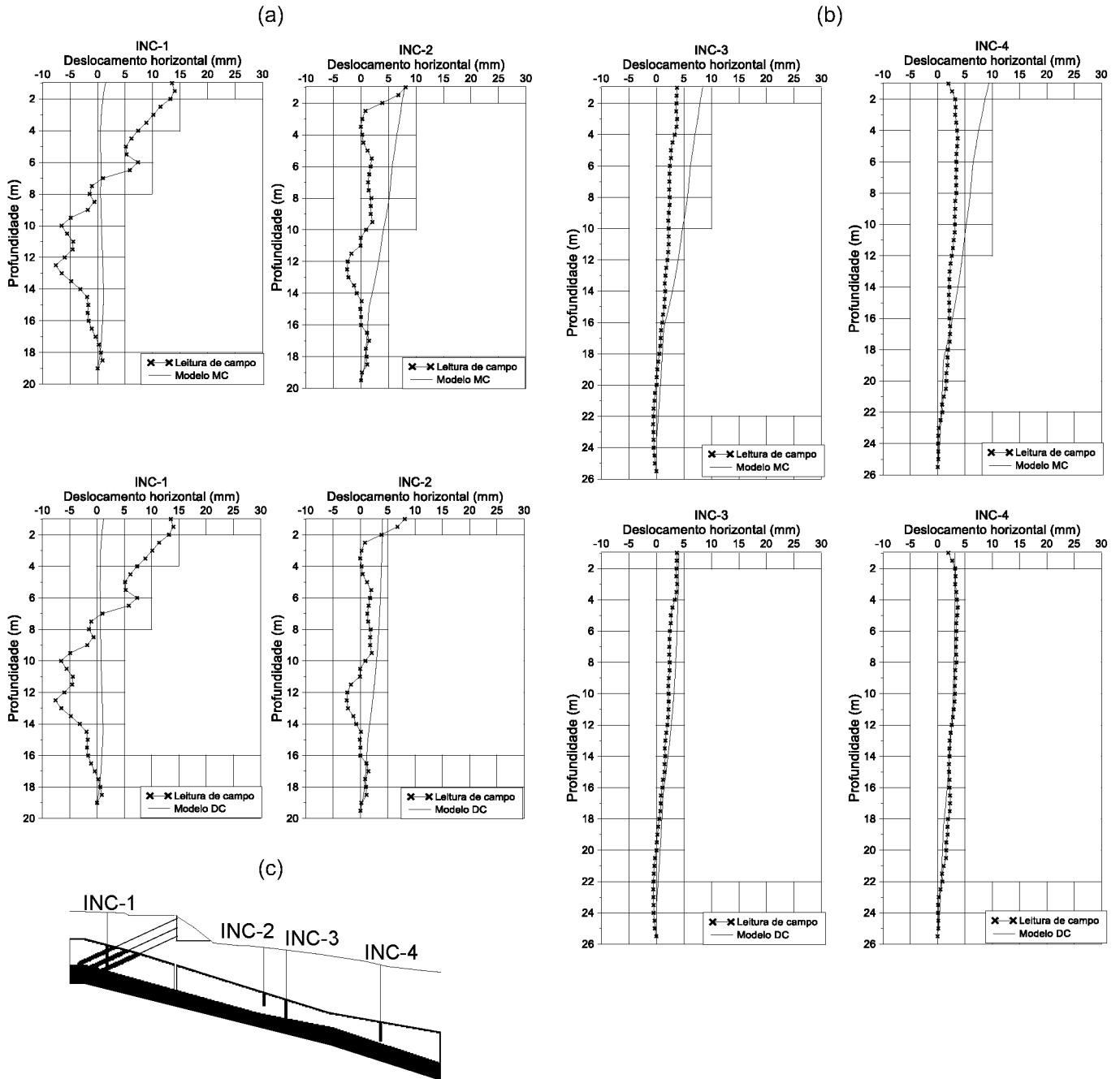
Figura 51 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 7



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-1 e INC-2; (b) representação da situação construtiva da obra na Etapa 7.

Figura 52 – Resultados da modelagem numérica na Etapa 8



Fonte: O autor (2020)

Legenda: (a) gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-1 e INC-2; (b) gráficos comparativos de resultados numéricos com os valores de campo, para INC-3 e INC-4; (c) representação da situação construtiva da obra na Etapa 8

5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A ocorrência de um evento de instabilização do maciço permitiu que fosse realizada a simulação numérica deste acontecimento, encontrando parâmetros de resistência que lhe ocasionaram. Seguindo preceitos metodológicos de Wolle (1980), Calle (2000) e Gomes (2003), pode-se construir um modelo de equilíbrio limite.

Os resultados de parâmetro de resistência obtidos (ϕ' de 23,1 graus, e c igual a 1,3 kPa) mostraram valores reduzidos em comparação com solos superficiais da região (ϕ' entre 20 e 32 graus, e coesão entre 5 e 20 kPa, APRB (2019)). Tal fato pode ter sido ocasionado pelo solo local superficial ser formado por um aterro, produto de uma obra de engenharia, e também pela presença de material micáceo, o qual é indicado como um fator de redução de resistência ao cisalhamento, em especial na condição residual (SOUSA PINTO E NADER (1991); LACERDA E SILVEIRA (1992); FONSECA et al., 2005).

5.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

As análises numéricas de tensão e deformação permitiram a aproximação de deflexões horizontais com aquelas verificadas pelos inclinômetros durante a execução da cortina atirantada. Com divisões em etapas construtivas, as intervenções puderam ser simuladas dentro do software de MEL.

Os instrumentos localizados abaixo da contenção, isto é, a jusante, puderam ser fielmente modeladas em todas as etapas, tanto de instalação de estacas raízes e escavações, quanto de instalação de seções da cortina e seus tirantes. O modelo de Duncan e Chang (1970), foi, em geral, mais adequado para representar as deflexões.

Por sua vez, o instrumento localizado à montante da contenção pode ter seus resultados de deflexões modelados adequadamente para fase de instalação de estacas raízes e da primeira escavação. Entretanto, a partir da instalação da primeira linha de tirantes (linha superior), a ocorrência de recalques altera o funcionamento do instrumento, impedindo que os resultados fornecidos pelo instrumento possam ser modelados numericamente com boa aproximação, com as considerações e modelos utilizados neste trabalho.

No processo de desenvolvimento dos modelos, um ponto crucial foi a divisão em estrato do solo superficial, ou seja, o solo de aterro, em subcamadas com distintos

valores de módulo de elasticidade, semelhantemente ao que foi utilizado por Jiménez (2008) e Hosseininia (2016).

A estimativa de parâmetro de elasticidade por meio do N_{SPT} foi uma ferramenta utilizada na construção do modelo baseado em Mohr-Coulomb. Apesar de não ser idealmente recomendada (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012), as correlações foram úteis e permitiram uma aproximação dos valores de deslocamentos. Portanto, em não havendo recursos adicionais, o método pode ser considerado para utilização num cálculo aproximado.

Por conseguinte, uma das vantagens do modelo Mohr-Coulomb, no presente estudo, foi a utilização direta de dados de sondagem de reconhecimento, sem a necessidade de recorrer à literatura para buscar parâmetros de determinação da rigidez do solo. O resultado da retroanálise também pôde ser diretamente aplicado como entrada deste modelo. Além do mais, dada a sua convencionalidade dentro da engenharia geotécnica, Mohr-Coulomb é amplamente utilizado, uma vez que sua formulação e, portanto, sua aplicação numérica é descomplicada. Outrossim, os parâmetros de entrada têm significado físico amplamente reconhecido no ramo da engenharia civil (HOSSEININIA, 2016). Uma desvantagem do modelo, entretanto, é a dificuldade de refletir o comportamento do solo, de acordo com as tensões de confinamento atuantes no maciço (HOSSEININIA, 2016). No presente trabalho, esta limitação foi contornada utilizando a subdivisão em camadas dos estrados de solo determinados por meio do SPT. Sem esta suposição, o modelo não foi capaz de representar os deslocamentos horizontais ocorridos no maciço, e portanto, não deve ser utilizado sem ela.

Juntamente com o método de Duncan e Chang (1970), o qual foi utilizado para produzir resultados satisfatórios nos trabalhos de He e Cheng (2014), Hosseininia (2016), e Zhao et al. (2019), a aplicação do conceito de E com dependência da trajetória de tensão, apresentada por Lambe e Whitman (1979), e utilizada por Eisenstein e Medeiros (1983), e Jiménez (2008), possibilitou a construção de um modelo numérico que foi capaz de fornecer como resultados uma boa estimativa de deflexões horizontais.

Dentre as vantagens do modelo hiperbólico, pode-se mencionar a boa aplicabilidade em ferramentas computacionais, sendo que muitos softwares comerciais já incorporam a formulação do modelo, o sucesso em sua utilização em diversos problemas práticos de engenharia geotécnica, e o fato de seus parâmetros,

disponíveis na literatura, tem significado físico, podendo ser determinados por meio de ensaios triaxiais convencionais (HOSSEININIA, 2016). No presente trabalho, entretanto, uma limitação é a ausência de realização destes ensaios para determinar os parâmetros do solo, sendo que estes, com exceção dos parâmetros de resistência (também advindos da retroanálise), foram obtidos por meio de literatura, utilizando os valores respectivos a um solo com características similares, isto é, um aterro de solo predominantemente siltoso.

Ademais, outra limitação do modelo de Duncan e Chang (1970) é a falta de parâmetro de entrada para a dilatância do solo, fator este que implica em o modelo ser adequado somente em análise de tensões em maciços de solo estáveis. Caso o modelo seja aplicado em situações em que o comportamento é controlado globalmente por regiões que estão em condição de iminência de ruptura, os resultados advindos podem não ser realistas (HOSSEININIA, 2016). Não obstante, como verificado pelos inclinômetros de campo no talude em estudo, os comportamentos de deflexões indicam que o talude se encontra globalmente numa situação de estabilidade, portanto, tal limitação não se aplicaria ao sítio de estudo. Caso numa situação futura vier a ser constada uma nova situação de instabilização global, o modelo de Duncan e Chang não deve ser empregue no estudo das deflexões do local, sendo, neste caso, mais recomendada a aplicação do modelo de Mohr-Coulomb, capaz de abranger a dilatância do material.

6 CONCLUSÕES

Apresentam-se as conclusões obtidas por meio da realização deste trabalho acerca de: sistema de monitoramento, determinação dos parâmetros de resistência, modelo de tensão e deformação e parâmetros de elasticidade, considerações finais e recomendações para trabalhos futuros.

6.1 SISTEMA DE MONITORAMENTO

A presença do sistema de monitoramento geotécnico no local de estudo foi essencial em dois aspectos: para desenvolvimento dos modelos numéricos computacionais e para avaliação dos resultados obtidos por meio destes. Neste âmbito, os piezômetros forneceram um parâmetro de entrada crucial, as cotas piezométricas; enquanto os inclinômetros, além de possibilitar a análise de estado de movimentações que se processa no talude, teve fundamental aplicação na realização de comparações de resultados obtidos numericamente com aqueles que foram verificados no sítio de estudo.

Deve-se, porém, apontar que a ausência de instrumento de mensuração de deflexões horizontais na interface solo-cortina atirantada (por motivos decorrentes da execução da obra), foi um limitante, uma vez que a parcela majoritária de trabalhos da literatura realiza análises de tensão-deformação estudando os comportamentos de deslocamentos neste ponto. Apesar disso, os valores indicados para o instrumento localizado a montante da cortina, foram menores do que os máximos estabelecidos como limite.

Ressalta-se ainda a aplicação de dados de reconhecimento do terreno, que se constituíram de sondagens mistas, possibilitou a construção de um perfil estratigráfico, o qual foi imperioso na elaboração dos modelos, tanto de tensão e deformação quanto de retroanálise.

6.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A ocorrência de um evento de instabilização pretérito à construção da obra de contenção em cortina atirantada permitiu a estimativa de parâmetros de resistência do solo superficial (aterro), o qual foi em grande parte afetado pelo deslizamento.

Os parâmetros obtidos indicaram que a resistência do solo local possui valor reduzido em comparação com solos superficiais da mesma região. Tal fato é devido a dois motivos: primeiro, o arcabouço sólido superficial é produto de ação antrópica, isto é, de uma construção de um aterro; segundo, foi constatada neste solo a presença de mineral micáceo, indicado por pesquisas anteriores como um fator de redução de resistência.

A procedimento de determinação de parâmetros permitiu uma determinação mais fidedigna da resistência do solo de aterro, o que foi fundamental para a construção de um modelo de tensão e deformação representativo.

6.3 MODELO DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO E PARÂMETROS DE ELASTICIDADE

Apresentou-se a construção de um modelo de tensão e deformação de um talude, fundamentado na instrumentação e caracterização geotécnica do sítio de estudo, assim como na ocorrência de uma obra que envolveu escavações e instalação de elementos construtivos, responsáveis por ocasionar distúrbios no maciço sólido.

Análises preliminares indicaram que a consideração da camada superficial como sendo contínua no que tange a sua rigidez não foi capaz de representar o comportamento de deslocamentos do solo. Isto é, adotando-se para a camada de solo superficial um único parâmetro de elasticidade, não foi possível a obtenção de um modelo satisfatório.

Por conseguinte, foi necessária a adoção de divisão em subcamadas, com valores de rigidez em geral crescente ao longo da profundidade. Tal consideração se mostrou essencial, e resultou em modelos que puderam ser representativos da realidade.

Além da consideração das subcamadas, foram também avaliados dois modelos constitutivos de tensão e deformação: Mohr-Coulomb (MC) e Duncan e Chang (1970) (DC). MC teve os parâmetros de elasticidade (E) das subcamadas determinados por meio de correlações com o N_{SPT} . O outro modelo utilizou as equações de DC, as quais abrangem a dependência de magnitude de tensões para estimativa de E . Além disso, em DC também foi utilizado o conceito de dependência de E de acordo com a trajetória de tensão ao qual se submete o solo.

Os resultados obtidos indicaram que, apesar de não ser indicada a utilização de correlações do N_{SPT} para obter E , houve uma relativa aproximação dos deslocamentos pelo modelo MC. Entretanto, DC se mostrou mais adequado no aspecto de representação das deflexões horizontais, indicando valores que em muito se aproximaram daqueles que foram verificados em campo.

6.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou uma modelagem numérica de um talude, utilizando modelos de tensão e deformação, assim como de equilíbrio limite (MEL), com intuito de explicar, por meio das teorias existentes, os movimentos que se processam no local. Os fenômenos geotécnicos ocorridos no sítio de estudo permitiram a aplicação das teorias da literatura para explicar as alterações sofridas no maciço de solo.

Primeiramente, houve a ocorrência de uma ruptura global, a qual teve como consequência movimentos progressivos, a partir da porção mais inferior do talude, afetando a estrutura do viaduto e também de uma pista de rolamento. Este evento possibilitou que parâmetros de resistência do solo local fossem determinados por uma análise numérica, baseada em MEL.

Em prossecução, houve a execução de uma obra de cortina atiranta no local, da qual se sucederam movimentos no terreno, sendo que os movimento horizontais foram mensurados por meio de instrumentação. Tal acontecimento proporcionou a construção realística de um modelo de tensão-deformação. Verificou-se que, em geral, o comportamento pode ser satisfatoriamente explicado por meio dos modelos geotécnicos teóricos, sendo que o modelo de Duncan e Chang (1970) foi o que se mostrou mais adequado para simular computacionalmente os eventos ocorridos em campo.

6.5 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Associar aos modelos de tensão e deformação análises de fluxo hídrico no solo, com utilização de dados de pluviometria;
- b) Desenvolver um modelo de previsão de movimentação de acordo com níveis pluviométricos;

- c) Realizar análises de tensão e deformação em conjunto com teorias de solos não saturados.

REFERÊNCIAS

- ANTONIO, C. A. DE A. **Geoestatística aplicada à acumulação da precipitação pluviométrica com radar meteorológico**. Dissertação (Mestrado em Agronomia). Botucatu - SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2001.
- AUTOPISTA RÉGIS BITTENCOURT (APRB). **Considerações acerca do conhecimento prévio dos problemas geotécnicos locais pela equipe técnica da Autopista Régis Bittencourt**: “vício oculto”. São Paulo: Vector Projetos Ltda, 2018.
- AUTOPISTA RÉGIS BITTENCOURT (APRB). **Gestão da segurança dos taludes rodoviários da rodovia Régis Bittencourt, trecho da serra do mar PR-SP**: estudos probabilísticos e monitoramento geológico-geotécnico para mensuração de riscos através de critérios econômicos. Relatório Final de Recursos de Desenvolvimento Tecnológico, Curitiba, 2019.
- BIGARELLA, J. J. **Serra do Mar e a porção oriental do estado do Paraná - Contribuição a geografia, geologia e ecologia regional**. Curitiba: SEPLAN, 1978.
- BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. **Perfil dos Municípios Brasileiros - 2013**: Pesquisa de Informações Básicas Municipais. Rio de Janeiro, 2014.
- BRESSANI, L. A. Instrumentação em obras geotécnicas – taludes e escavações. COBRAE - Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas. **Anais...**São Paulo - SP: ABMS, 2009
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 1377-8**: British Standard Methods of Test for Soils for Engineering Purposes. Part 8. Shear strength tests (effective stress). London, 1990.
- CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. 2000. 177f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- CARDOSO, A. S.; CARRETO, A. P. Performance and analysis of a nailed excavation. International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 12., Rio Janeiro, 1989. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1989. p. 1233-1236.
- CHENG, Y. M.; LAU, C. K. **Slope stability analysis and stabilization**: new methods and insight. Boca Raton (USA): CRC Press, 2008.
- CHEN, Y. et al. Modeling coupled processes of non-steady seepage flow and non-linear deformation for a concrete-faced rockfill dam. **Computers & Structures**, v. 89, n. 13-14, p. 1333-1351, 2011.

CLOUGH, G. Wayne. Construction induced movements of in situ walls. **Design and performance of earth retaining structures**, p. 439-470, 1990.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTES. **Investimento nas rodovias é menor que o gasto com acidentes**. Disponível em:

<<http://www.cnt.org.br/Imprensa/Noticia/investimento-rodovias-menor-gastos-acidentes>>. Acesso em: 12 abr. 2019.

COROMINAS, J. et al. Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). **Landslides**, v. 2, n. 2, p. 83–96, 2005.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Craig ' s Soil Mechanics**. New York, USA: Spon Press, 2012.

DULNIK, P. R. **Elaboração de um pluviógrafo com sensor ótico**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola). 2006. Universidade Estadual do Oeste do Parana, Cascavel (PR), 2006.

DUNCAN, J. M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 126, n. 4, p. 307-316, 2000.

DUNCAN, J. M.; CHANG C. Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil Mechanics. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, v. 5, p. 1629-1653, 1969.

DYMINSKI, A. S. et al. **Encostas naturais: tendências atuais em análises de estabilidade e gerenciamento de riscos**. Florianópolis - SC: VI Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2008.

FALEIROS, F.M.; PAVAN, M. **Geologia e recursos minerais da folha Eldorado Paulista SG.22-X-B-VI: escala 1:100.000**: estados de São Paulo e Paraná. São Paulo: CPRM, 2013. Programa Geologia do Brasil (PGB).

FONSECA, A. P. et al. **Influência do teor de mica na resistência ao cisalhamento residual em taludes de solos saprolíticos de gnaiss**. IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. **Anais...Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**, 2005

FONTENELLES, M. J. et al. Metodologia da Pesquisa Científica: diretrizes para elaboração de um protocolo de pesquisa. **Metodologia da Pesquisa Científica: diretrizes para elaboração de um protocolo de pesquisa**, p. 8, 2009.

FREITAS, M. A. C. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. Dissertação de mestrado – Especialização em Geotecnia, Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Portugal.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2012.

GITIRANA JR, de FNG; FREDLUND, Delwyn G. Analysis of transient embankment stability using the dynamic programming method. In: **Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference**. 2003. p. 807-814.

GOLDBERG, Donald T. et al. **Lateral support systems and underpinning, volume II: design fundamentals**. United States. Federal Highway Administration. Offices of Research and Development, 1976.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo. Edgard Blücher; Ed. da Universidade de São Paulo, 1984. 194p.
GOMES, C. L. R. **Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas (SP), 2013.

HAM, G. VAN DEN et al. Geomorphology Finite Element simulation of a slow moving natural slope in the Upper-Austrian Alps using a visco-hypoplastic constitutive model. **Geomorphology**, v. 103, n. 1, p. 136–142, 2009.

HARR, Milton E. Probabilistic estimates for multivariate analyses. **Applied Mathematical Modelling**, v. 13, n. 5, p. 313-318, 1989.

HEIMSATH, A. M. et al. Creeping soil. **Geology**, v. 30, n. 2, p. 111–114, 2002.

HOSSEININIA, S. H. E. Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model. **Journal of Ferdowsi Civil Engineering**, v. 28, n. 1. 2016.

HUNT, R. E. **Geotechnical engineering investigation handbook**. 2 ed ed. New York, USA: Editora Taylor e Francis, 2004.

ISHII, Y. et al. Evaluation of slope stability by finite element method using observed displacement of landslide. **Landslides**, v. 9, n. 3, p. 335–348, 2012.

Japan Landslide Association for Slope Disaster Management (JASDiM): **Essential Implementation of Technical Design for Landslide Countermeasures**, 2, p. 22, 1978.

JENG, Ching-Jiang; YO, Yo-Yo; ZHONG, Kai-Lan. Interpretation of slope displacement obtained from inclinometers and simulation of calibration tests. **Natural Hazards**, v. 87, n. 2, p. 623-657, 2017.

JENG, Ching-Jiang; SUE, Dar-Zen. Characteristics of ground motion and threshold values for colluvium slope displacement induced by heavy rainfall: a case study in northern Taiwan. **Natural Hazards & Earth System Sciences**, v. 16, n. 6, 2016.

JESUS, A. C. **Retroanálise de Escorregamentos em Solos Residuais não Saturados**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos (SP), 2008.

JIMÉNEZ, J. A. **Libro de Geotecnia y Cimientos**. Madrid: Ed. Rueda, 1980.

JIMÉNEZ, A. G. N.. **Análises tensão-deformação de estruturas de solo grampeado**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia, Área de Concentração de Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2008.

KHALILI, N.; GEISER, F.; BLIGHT, G. Effective Stress in Unsaturated Soils: Review with New Evidence. **International Journal of Geomechanics**, v. 4, n. 2, p. 115–126, 2004.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Palo Alto (USA): Electric Power Research Inst., Geotechnical Engineering Group, 1990.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. Cambridge (USA): Massachusetts Institute of Technology (MIT), 1969.

LI, J. C. et al. Assessment of underground tunnel stability to adjacent tunnel explosion. **Tunnelling and underground space technology**, v. 35, p. 227-234, 2013.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MELLO, V. F. B.(1972), Thoughts on Soil Mechanics Applicable to Residual Soils, In: **Southeast Asian Conference on Soil Engineering**, 3, Hong-Kong, Proceedings, p.5-34.

MILITITSKY, Jarbas. **Grandes escavações em perímetro urbano**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

MINISTÉRIO DA CIÊNCIA E TECNOLOGIA, 2011. **Deslizamentos de terra são a maior causa de mortes por desastres naturais, diz secretário**. Disponível em: <<http://www.brasil.gov.br/ciencia-e-tecnologia/2011/03/deslizamentos-de-terra-sao-a-maior-causa-de-mortes-por-desastres-naturais-diz-secretario>> Acesso em: 10 de julho de 2020.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. (1965), The Analysis of The Stability of General Slip Surface, **Geotechnique**, v.15, n.1, p. 79-93.

NADER, J. J. **Hipoplasticidade e elastoplasticidade para solos**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 1999.

OLIVEIRA, A. M. DOS S. **Geologia de engenharia**. Sao Paulo - SP: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

BILGIN, Ömer; ERTEN, M. Bahadır. Analysis of anchored sheet pile wall deformations. In: **Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support**. 2009. p. 137-144.

OSOULI, A.; HASHASH, Y. **Learning of soil behavior from measured response of a full scale test wall in sandy soil**. 2008. 6th International Conference on Cases Histories in Geotechnical Engineering. **Proceedings...** Arlington, US: Missouri University of Science and Technology, 2008.

PHAM, H. T.; FREDLUND, D. G. The application of dynamic programming to slope stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, n. 4, p. 830-847, 2003.

PENTEADO M. M.; **Fundamentos de Geomorfologia**. Rio de Janeiro, IBGE, 1974. 158p.

PHOON, K. **Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications**. CRC Press, 2014.

POTYONDY, J. GI. Skin friction between various soils and construction materials. **Geotechnique**, v. 11, n. 4, p. 339-353, 1961.

PRETTO, J. H. F. **Análise De Tensão X Deformação De Uma Encosta Natural Estudo De Caso: Morro Do Boi – Balneário Camboriú/SC**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil). Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2014.

SESTREM, L. P. **Concepção e implantação de um plano de instrumentação para avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil). Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2012.

SILVA, J. P. M. DA. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto (PT), 2011.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2017.

SOUSA PINTO, C. **Curso básico de Mecânica do Solos em 16 aulas**. 3^a ed. São Paulo - SP: Oficina de Textos, 2006.

SOUSA PINTO, C.; NADER, J. J. Ensaio de laboratório em solos residuais. **Sefe II: Anais**, 1991.

STROUD, M. A. **The standard penetration testing in insensitive clays and soft rocks**. European Symp. on Penetration Testing, 1., 1974 -1, Stockholm. **Proceedings...** 1974, p. 367-375.

TREVIZOLLI, M. N. B. **Proposta de modelo para gestão de deslizamentos em decorrência de eventos pluviométricos: Estudo de caso em um talude da serra**

do mar – trecho PR/SP. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2018.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE SÃO PAULO. **Avaliação de Áreas de Risco a Escorregamentos na Região do Grande ABC**. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09.html#2>>. Acesso em: 30 abr. 2014.

VALLEJO, L. I. G. **Ingeniería geológica**. Madrid : Pearson/Prentice Hall, 2002.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. **Special report**, v. 176, p. 11–33, 1978.

VAZ, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais. **Solos e Rochas**, v. 2, p. 117–136, 1996.

VICTORINO, M. M. **Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR 376 na Serra do Mar paranaense**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil). Curitiba (PR): Universidade Federal do Paraná, 2015.

WESLEY, L. D. **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2009.

WHITMAN, R. V. Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 7, p. 583-593, 2000.

WOLLE, C. M. (1980), Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança, *Dissertação de Mestrado*, EPUSP, São Paulo, 345p.

WOOD, D. M. **Geotechnical modelling**. New York, USA: CRC Press, 2014.

YAMAGAMI, T.; UETA, Y. (1988). “Search for noncircular slip surfaces by the Morgenstern-Price method.” In: **6th Int. Conf. Numer. Methods in Geomechanics**, 1219–1223.

ZHAO, G. F. et al. Non-parameterized Numerical Analysis Using the Distinct Lattice Spring Model by Implementing the Duncan–Chang Model. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, p. 1-16, 2020.

ZONTA, J. T. **Monitoramento de um talude rodoviário da BR-116 por uma aeronave remotamente pilotada e retroanálise**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil). Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2018.



Figura 55 – Relatório de sondagem SMD-2

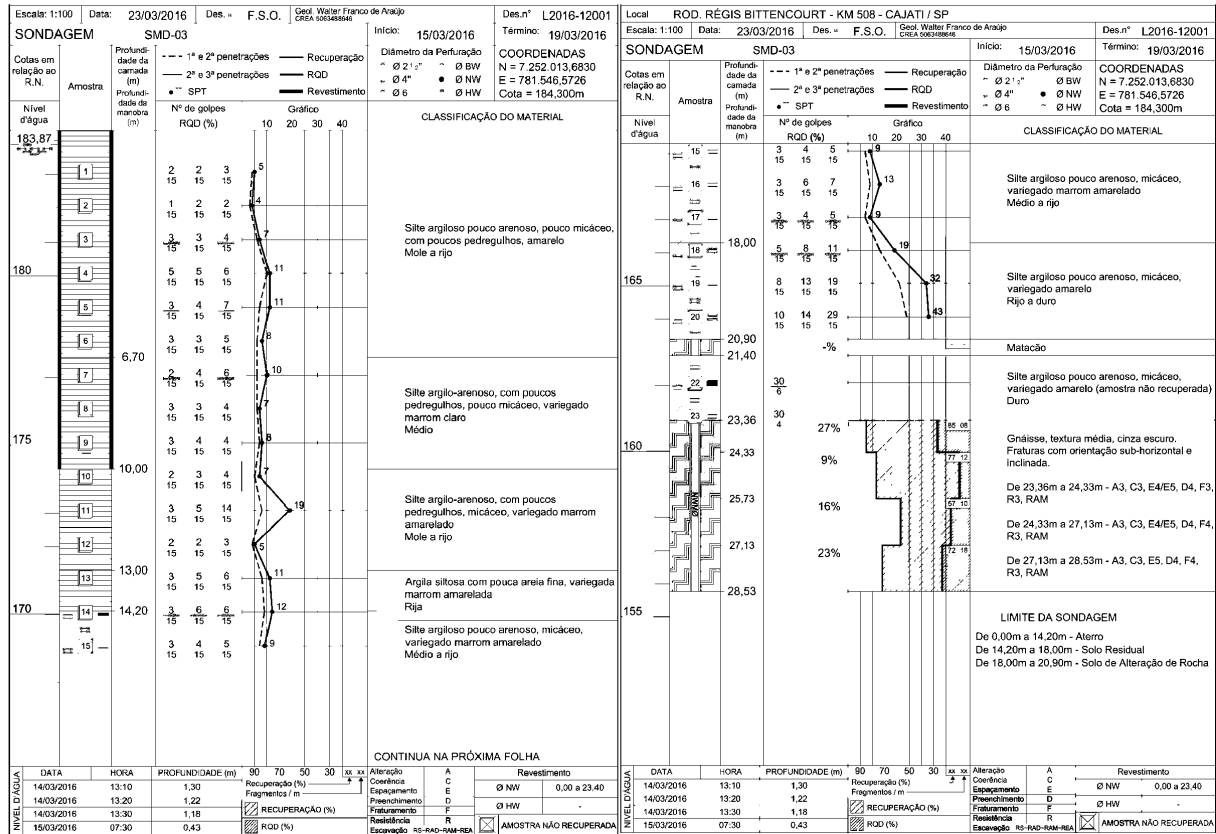


Figura 56 – Relatório de sondagem SMD-3

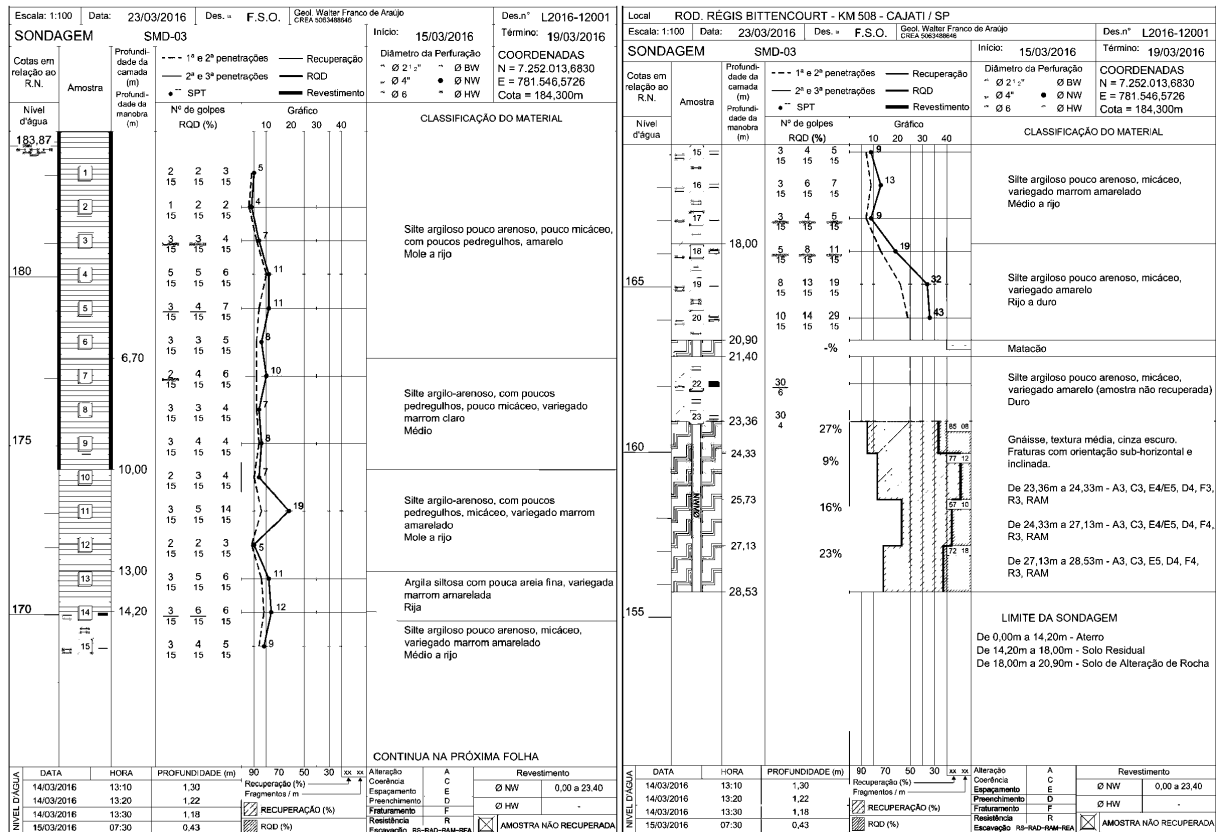


Figura 57 – Relatório de sondagem SMD-4

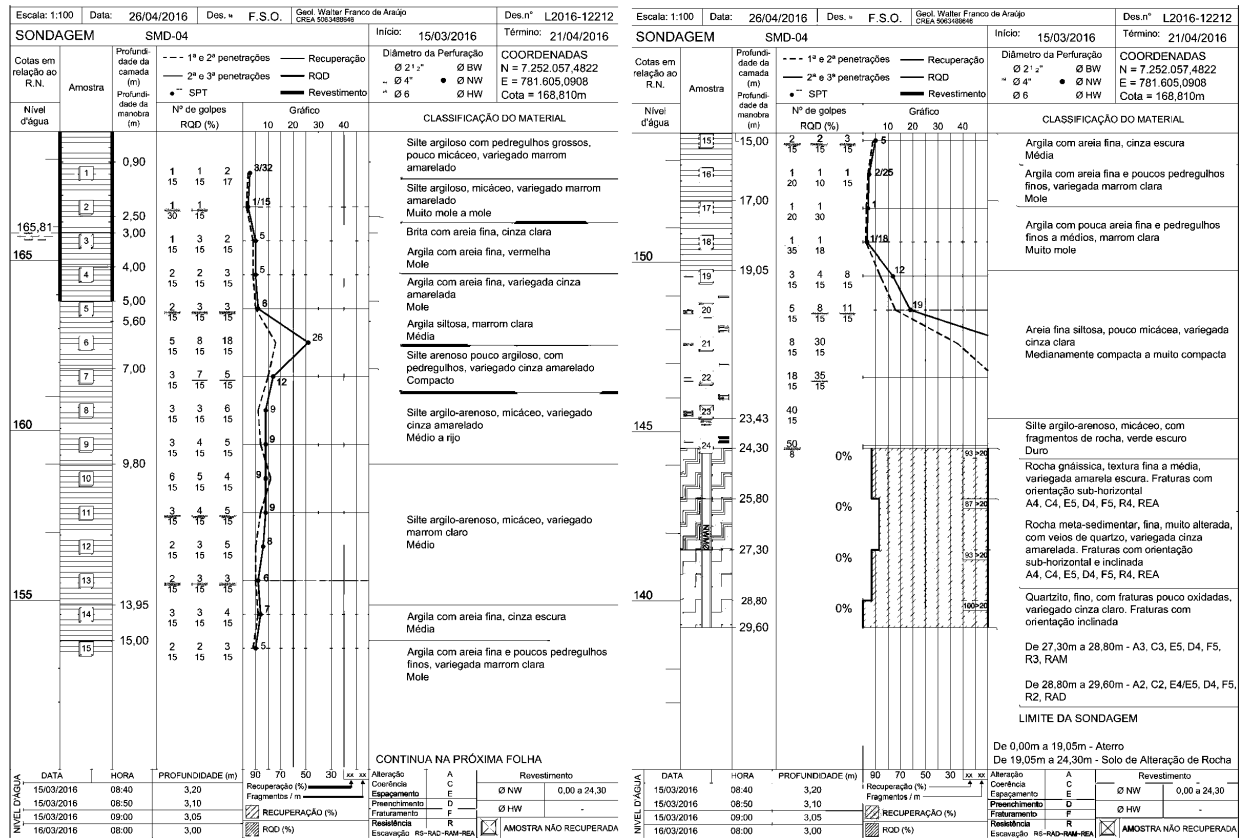


Figura 58 – Relatório de sondagem SMD-7

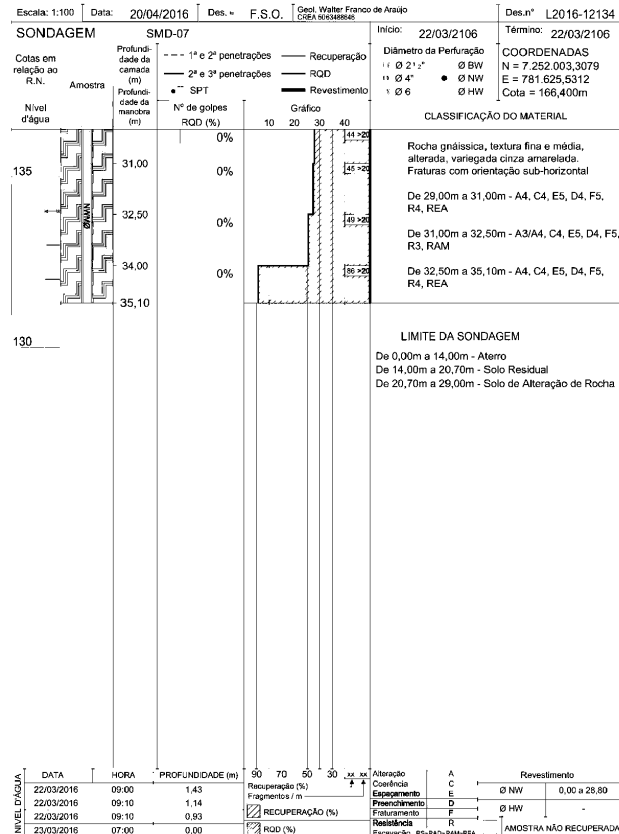
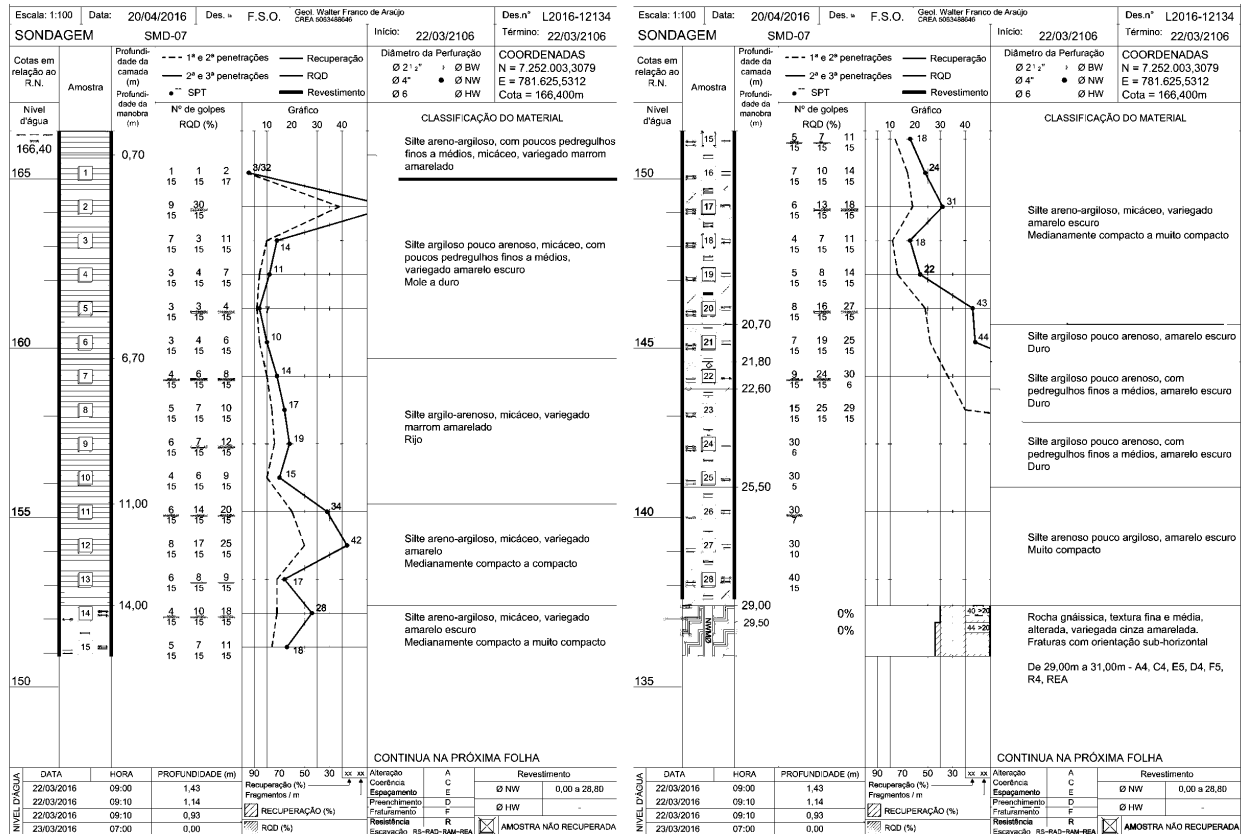


Figura 59 – Relatório de sondagem SMD-8

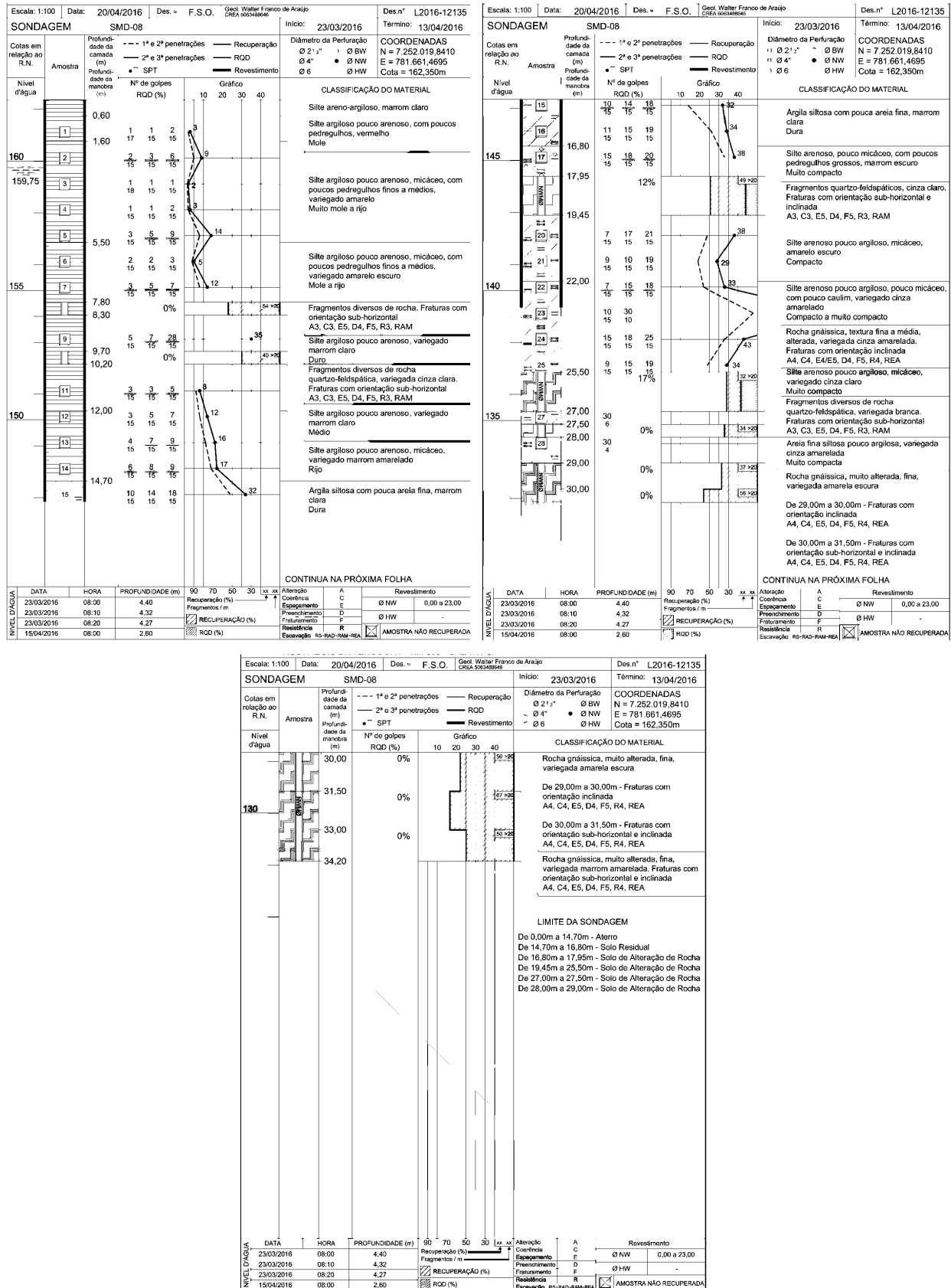


Figura 60 – Relatório de sondagem SMD-9

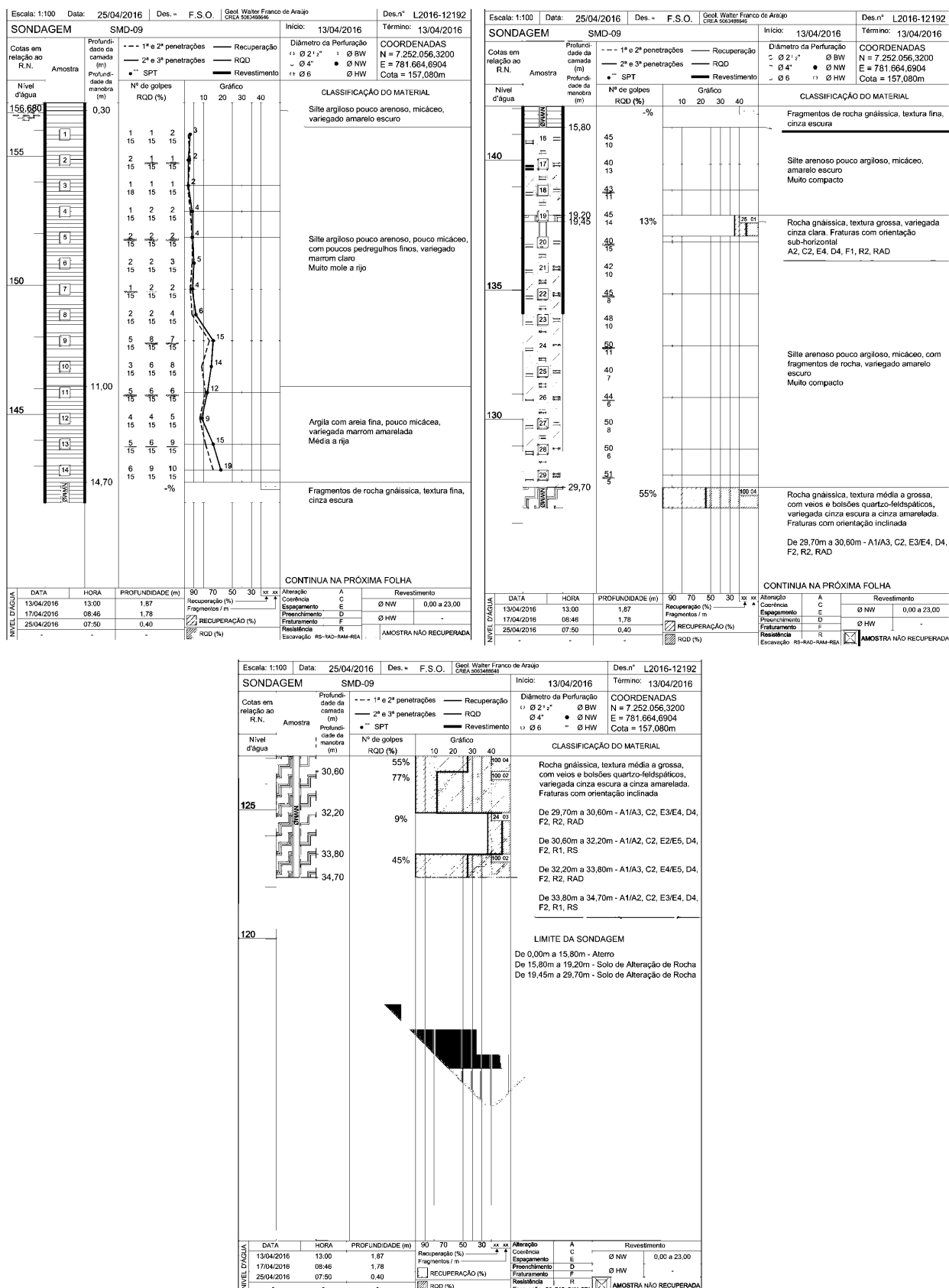


Figura 61 – Relatório de sondagem SMD-10

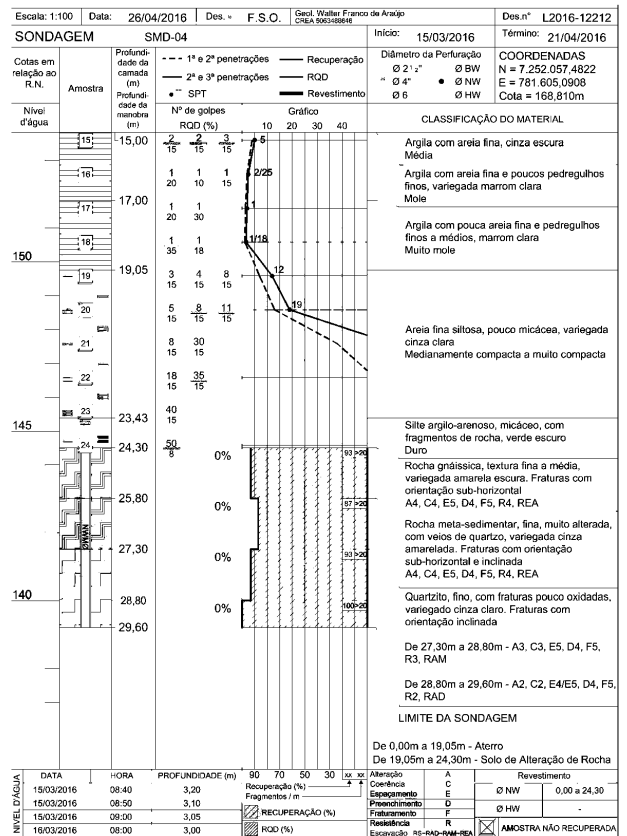
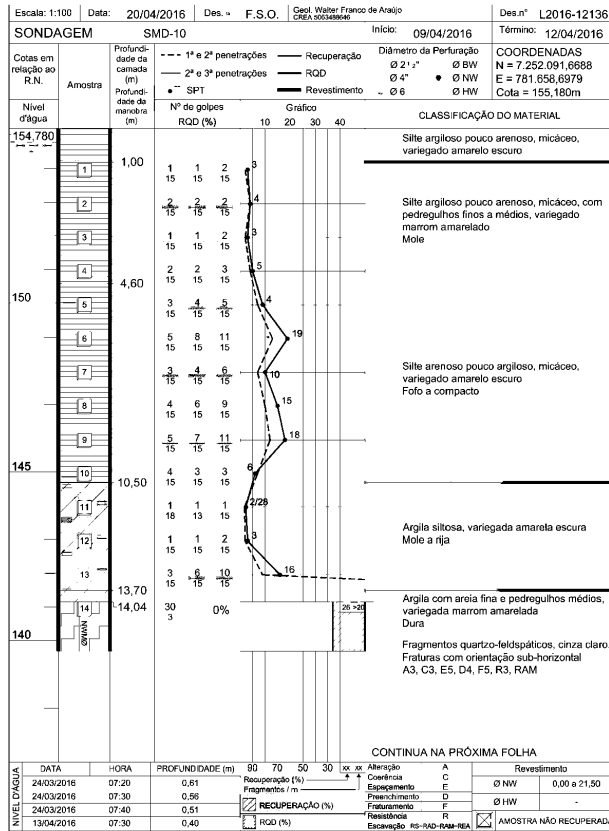


Figura 62 – Relatório de sondagem SMD-11

