

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL

CARLOS HENRIQUE NAKASHIMA
LETÍCIA AKEMI SAITO
MATHEUS HELLA

**ANÁLISE DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLO EXPANSIVO EM PLATAFORMA
FERROVIÁRIA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2014

CARLOS HENRIQUE NAKASHIMA

LETÍCIA AKEMI SAITO

MATHEUS HELLA

**ANÁLISE DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLO EXPANSIVO EM PLATAFORMA
FERROVIÁRIA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia de Produção Civil, do Departamento Acadêmico de Construção Civil - DACOC, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR.

Orientador: Prof. Dr. Sc. Ronaldo Luis dos Santos Izzo

CURITIBA

2014

FOLHA DE APROVAÇÃO

***ANÁLISE DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLO EXPANSIVO EM
PLATAFORMA FERROVIÁRIA***

Por

CARLOS HENRIQUE NAKASHIMA, LETÍCIA AKEMI SAITO E
MATHEUS HELLA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Produção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 21 de março de 2014, pela seguinte banca de avaliação:

Prof. Orientador – Ronaldo Luis dos Santos Izzo, Dr. Sc.
UTFPR

Prof. Rogério Küster Puppi, Dr.
UTFPR

Prof. Jair Ferreira Almeida, Dr.
UTFPR

UTFPR - Deputado Heitor de Alencar Furtado, 4900 - Curitiba - PR Brasil
www.utfpr.edu.br dacoc-ct@utfpr.edu.br telefone DACOC: (041) 3373-0623

OBS.: O documento assinado encontra-se em posse da coordenação do curso.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à América Latina Logística que através do Gerente de Projetos e Infraestrutura Eng. Rudinei Alves Barcellos forneceram a temática, dados e liberdade de acesso ao local de estudo.

Agradecemos ao Luciano Frederico Stelle pelo auxílio com o levantamento topográfico e desenho da seção transversal.

Agradecemos aos demais colegas do curso por apoiarem e nos ajudarem de uma forma ou outra.

Agradecemos a professora Dra. Janine Nicolosi Correa que nos indicou o colega Alessandro Lara que foi fundamental no estudo da fluorescência e suas interpretações.

Agradecemos ao DAMEC e professor Alexandre José Gonçalves pela realização do ensaio de difratometria que vieram a complementar nosso trabalho.

Agradecemos ao Professor orientador Dr. Sc. Ronaldo Luis dos Santos Izzo pela sua orientação sempre pertinente, por todo o conhecimento disseminado e pelo bom humor nas exaustivas discussões e análises.

Agradecemos aos professores Dr. Jair Ferreira de Almeida e Dr. Rogério Küster Puppi por qualificarem e darem recomendações de melhorias neste trabalho.

Agradecemos às professoras Dra. Elisabeth Penner e Dra. Vanessa do Rocio Nahhas Scandelari pela orientação na disciplina de Trabalho de Conclusão do Curso, pela organização e ensinamentos ao longo do curso.

Agradecemos aos nossos pais pelo incentivo e apoio em todos os momentos.

Agradecemos a Deus pelo simples fato de existir.

EPÍGRAFE

“Dos filhos deste solo

És mãe gentil”.

(ESTRADA, Joaquim Osório Duque, 1922).

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma análise da estabilização de solos expansivos através de um estudo de caso do trecho da ferrovia Maringá-Paranaguá que passa por Araucária, região metropolitana de Curitiba. O estudo consiste em uma caracterização geológica que se baseou em um referencial teórico sobre os índices físicos e em ensaios de campo e laboratoriais. A sequência foi baseada em dimensionamento computacional, através do método de Bishop, contemplando as possíveis soluções para o problema. Ao fim das análises, o resultado encontrado compara as diferentes soluções em termos de fator de segurança e, em conjunto com as peculiaridades de execução, são fornecidos dados suficientes para a tomada de decisão.

Palavras-chave: solo expansivo, plataforma ferroviária, estabilização de solo.

ABSTRACT

The present study presents an analysis of stabilization of an expansive soils through a study of case of the path of the railway Marigá-Paranaguá that passes by Araucária, metropolitan area of Curitiba. The study consists in a geological characterization founded in a theoretical framework about the phiscal ratios and on tests in camp and laboratory. The sequency was based in computacional dimensioning, through Bishop's Method, considering the possible solutions to the problem. At the end of the analisys, the results compares the diferent solutions in terms of safety factor and, together with the particutarities of execution, enough data is given for the decision to be made.

Key-words: expansive soil, railway plataform, stabilization of soil.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - SOLO COMO SISTEMA TRIFÁSICO.....	3
FIGURA 2 - CURVA GRANULOMÉTRICA	6
FIGURA 3 - GRADUAÇÃO DE SOLO.....	7
FIGURA 4 - COMPACTAÇÃO E UMIDADE ÓTIMA	8
FIGURA 5 - EMPASTILHAMENTO	9
FIGURA 6 - LIMITES DE ATTEMBERG.....	11
FIGURA 7 - MAPA MORFOESTRUTURAL DO EMBASAMENTO DA BACIA DE CURITIBA.....	17
FIGURA 8 - DISTRIBUIÇÃO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA.....	19
FIGURA 9 - ESTAÇÃO FERROVIÁRIA DE CURITIBA, FOTO TIRADA APÓS CRIAÇÃO DA REDE DE VIAÇÃO PARANÁ - SANTA CATARINA (RVPS) EM 1942.....	22
FIGURA 10 - ILUSTRAÇÃO DOS COMPONENTES DA SUPERESTRUTURA DA VIA PERMANENTE.....	23
FIGURA 11 - EXEMPLO DE ATERRO.....	24
FIGURA 12 - ILUSTRAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS SOBRE OS ELEMENTOS DA VIA PERMANENTE.....	25
FIGURA 13 - LINHA DESNIVELADA (UNIDADE MM).....	25
FIGURA 14 - DEMONSTRAÇÃO DA SUPERELEVAÇÃO.....	26

FIGURA 15 - A) MÉTODO DE BISHOP (SUPERFÍCIE CIRCULAR) - B) FORÇAS APLICADAS A UMA FATIA DE SOLO.	29
FIGURA 16 - MÉTODO DE CORREIA (SUPERFÍCIE POLILINEAR QUALQUER) - B) FORÇAS APLICADAS A UMA FATIA DE SOLO.	29
FIGURA 17 - EXEMPLO DE MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA ATERRO (VISUALIZAÇÃO DA DEFORMADA DO PERFIL).	31
FIGURA 18 - DRENOS SUBTERRÂNEOS.	33
FIGURA 19 - PREPARAÇÃO DE UM TRECHO EM SOLO-CIMENTO.	33
FIGURA 20 - ESTABILIZAÇÃO COM ADIÇÃO DE SAIS MINERAIS.	34
FIGURA 21 - EXEMPLO DE REFORÇO COM ESTACAS DE PERFIL DE AÇO.	34
FIGURA 22 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS PRINCIPAIS FUNÇÕES QUE UM GEOSSINTÉTICO PODE DESEMPENHAR: A) DRENAGEM; B) FILTRAGEM; C) PROTEÇÃO; D) REFORÇO; E) SEPARAÇÃO; F) CONTROLE DA EROÇÃO SUPERFICIAL; G) BARREIRAS.	35
FIGURA 23 - GEOTÊXTEIS: A) TECIDOS; B) NÃO-TECIDOS; GEOGRELHAS COM JUNTAS: C) INTEGRAIS-UNIAXIAL; D) INTEGRAIS-BIAXIAL; E) INTEGRAIS-TRIAxIAL; F) TERMOSSOLDADAS; G) TECIDAS; H) SOLDADAS A LASER; GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO: I) GEOTÊXTIL REFORÇO GRELHA; J) GEOCÉLULAS.	36
FIGURA 24 - COMPARAÇÃO DE ESTACA COM ELEMENTO DE REFORÇO DE SOLO.	37
FIGURA 25 - PORCENTAGEM DE EXPANSÃO PARA SOLOS REFORÇADOS OU NÃO ATRAVÉS DO TEMPO DE SATURAÇÃO	38

FIGURA 26- VISTAS EM A) CORTE E B) PLANTA DO SISTEMA GENÉRICO DE COLUNA DE BRITA.	39
FIGURA 27 - JET GROUTING.....	41
FIGURA 28 - EXEMPLO DE REFORÇO DE SOLO COM ESTACA DE TRILHO....	42
FIGURA 29 - EXEMPLO DE REFORÇO DE SOLO COM TIRANTES.....	43
FIGURA 30 - COLETA DE SOLO NO LOCAL DE ESTUDO.	47
FIGURA 31 - CÁPSULAS USADAS PARA ENSAIO DE TEOR DE UMIDADE.	49
FIGURA 32 - ENSAIO DO FRASCO DE AREIA.	49
FIGURA 33 - ENSAIO DENSIDADE NATURAL.	50
FIGURA 34 - PICNÔMETROS USADOS NO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS.	51
FIGURA 35 - ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS.	51
FIGURA 36 - ENSAIO DE CBR.	52
FIGURA 37 - AMOSTRA DE SOLO APÓS ENSAIO DE CONTRAÇÃO.	54
FIGURA 38 - AMOSTRA DE SOLO INDEFORMADA APÓS ENSAIO DE CONTRAÇÃO.	54
FIGURA 39 - ENSAIO DO CISALHAMENTO DIRETO.	55
FIGURA 40 - ENSAIO DE FLUORESCÊNCIA - AMOSTRA A (ATERRO).....	56
FIGURA 41 - ENSAIO DE FLUORESCÊNCIA - AMOSTRA B (BASE).....	56
FIGURA 42 - SEÇÃO TOPOGRÁFICA EM SOFTWARE AUTOCAD.....	60
FIGURA 43 - DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA	62

FIGURA 44 - LIMITE DE LIQUIDEZ	63
FIGURA 45 - TENSÃO VS. PENETRAÇÃO DURANTE O ENSAIO CBR	64
FIGURA 46 - EXPANSÃO DA AMOSTRA INDEFORMADA	64
FIGURA 47 - TENSÃO CISALHANTE VS. TEMPO	65
FIGURA 48 - DEFORMAÇÃO VERTICAL VS. TEMPO	66
FIGURA 49 - PONTOS OBTIDOS NO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	66
FIGURA 50 - RESULTADO DO ENSAIO FLUORESCÊNCIA ANALISADO - AMOSTRA A (ATERRO).....	67
FIGURA 51 - RESULTADO DO ENSAIO FLUORESCÊNCIA BRUTO - AMOSTRA A (ATERRO).....	68
FIGURA 52 - RESULTADO DO ENSAIO FLUORESCÊNCIA ANALISADO - AMOSTRA B (BASE)	68
FIGURA 53 - RESULTADO DO ENSAIO FLUORESCÊNCIA BRUTO - AMOSTRA B (BASE)	69
FIGURA 54- RESULTADO DO ENSAIO DE DIFRATOMETRIA - AMOSTRA A.....	71
FIGURA 55 - RESULTADO DO ENSAIO DE DIFRATOMETRIA - AMOSTRA B....	71
FIGURA 56 - MODELAGEM FÍSICA DO ATERRO.....	73
FIGURA 57 - MODELAGEM FÍSICA DO ATERRO NAS CONDIÇÕES MAIS CRÍTICAS DE CARREGAMENTO (LADO ESQUERDO).....	73
FIGURA 58 - MODELAGEM FÍSICA DO ATERRO NAS CONDIÇÕES MAIS CRÍTICAS DE CARREGAMENTO (LADO DIREITO).	74
FIGURA 59 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO	

UTILIZANDO TIRANTES (LADO ESQUERDO).....	74
FIGURA 60 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO TIRANTES (LADO DIREITO).....	75
FIGURA 61 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO COLUNAS (LADO ESQUERDO).....	76
FIGURA 62 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO COLUNAS (LADO DIREITO).....	76
FIGURA 63 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO COLUNAS COM GEOSSINTÉTICOS.....	77
FIGURA 64 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO COLUNAS COM GEOSSINTÉTICOS.....	77
FIGURA 65 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO CAMADA DE REFORÇO DE PLATAFORMA, CONJUGADA COM COLUNAS (LADO ESQUERDO).....	78
FIGURA 66 - SOLUÇÃO ENCONTRADA PARA ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO UTILIZANDO CAMADA DE REFORÇO DE PLATAFORMA, CONJUGADA COM COLUNAS (LADO DIREITO).....	78

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - VALORES DE COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	4
TABELA 2 - VALORES DE REFERÊNCIA PARA A POROSIDADE DE AREIA	5
TABELA 3 - CLASSIFICAÇÃO DO TAMANHO DAS PARTÍCULAS	6
TABELA 4 - VALORES TÍPICOS DO ÂNGULO DE ATRITO PARA AREIAS E SILTES.....	11
TABELA 5 - RELAÇÃO DOS MINERAIS QUE COMPÕEM O SOLO	15
TABELA 6 - DATA DA INAUGURAÇÃO DAS FERROVIAS NO BRASIL ENTRE 1858 E 1884.....	21
TABELA 7- INFORMAÇÕES COLETADAS NA VISITA EM CAMPO: LATITUDE, LONGITUDE E ALTITUDE	61
TABELA 8 - CONCENTRAÇÕES EM MASSA POR ELEMENTO QUÍMICO	70
TABELA 9- QUADRO DE FATORES DE SEGURANÇA PARA HIPÓTESES DE CÁLCULO.....	79
TABELA 10 - MATRIZ DE ESCOLHA PARA SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO	81

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO – ASSOCIAÇÃO AMERICANA DE RODOVIAS ESTADUAIS E
AUTORIDADES DE TRANSPORTES

ALL – AMÉRICA LATINA LOGÍSTICA

CCO – CENTRO DE CONTROLE OPERACIONAL

DACOC – DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL

FS – FATOR DE SEGURANÇA

LAR – ESTAÇÃO FERROVIÁRIA ARAUCÁRIA

LEB – ESTAÇÃO FERROVIÁRIA ENG. BLEY

LIC – ESTAÇÃO FERROVIÁRIA IGUAÇU

MEF - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

MIT – INSTITUTO DE TECNOLOGIA DE MASSACHUSETTS

RFFSA – REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S. A.

RVPSA – REDE DE VIAÇÃO PARANÁ – SANTA CATARINA

UNESC – UNIVERSIDADE DO EXTREMO SUL CATARINENSE

USDA – DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DOS ESTADOS UNIDOS

UTFPR – UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

LISTA DE SÍMBOLOS

c – Coesão

e – Índice de vazios

M – Massa total

n – Porosidade

S – Grau de saturação

V – Volume Total

V_s – Volume de sólidos

V_v – Volume de vazios

V_w – Volume de água

W_s – Peso dos sólidos

W_w – Peso de água

W – Peso total

w – Teor de umidade

τ_f – Resistência ao cisalhamento

γ – Peso específico

ε – Grau de compactidade

ρ – Massa específica

σ – Tensão normal no plano de ruptura

Φ – Ângulo de atrito

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	1
1.1.1	OBJETIVO GERAL.....	1
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2	JUSTIFICATIVA	2
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	2
2.1	SOLO	2
2.1.1	DEFINIÇÃO DE SOLO	2
2.1.2	CARACTERÍSTICAS E ÍNDICES FÍSICOS	3
2.1.2.1	MASSA ESPECÍFICA.....	3
2.1.2.2	PESO ESPECÍFICO	3
2.1.2.3	SATURAÇÃO	4
2.1.2.4	PERMEABILIDADE	4
2.1.2.5	ÍNDICE DE VAZIOS	4
2.1.2.6	TEOR DE UMIDADE	4
2.1.2.7	POROSIDADE.....	5
2.1.3	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA.....	5
2.1.4	COMPACTAÇÃO.....	7
2.1.5	MATERIAL ORGÂNICO	8
2.1.6	VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA	8
2.1.7	RESISTÊNCIA.....	9
2.1.7.1	CISLHAMENTO	9
2.1.7.2	COESÃO	10
2.1.7.3	ÂNGULO DE ATRITO	10

2.1.8	LIMITES DE ATTEMBERG	11
2.2	GEOLOGIA.....	12
2.3	BACIA SEDIMENTAR DE CURITIBA.....	15
2.4	VIA FÉRREA	19
2.4.1	HISTÓRIA DA FERROVIA	19
2.4.1.1	O SURGIMENTO DA ESTRADA DE FERRO	19
2.4.1.2	A CHEGADA DA FERROVIA NO BRASIL	20
2.4.1.3	A ESTRADA DE FERRO NO PARANÁ.....	21
2.4.2	VIA PERMANENTE	22
2.4.2.1	SUPERESTRUTURA	22
2.4.2.2	INFRAESTRUTURA.....	23
2.4.3	PLATAFORMA FERROVIÁRIA	23
2.4.4	ATERRO FERROVIÁRIO	24
2.4.5	ESFORÇOS DISTRIBUÍDOS NOS ELEMENTOS DE SUPORTE DA FERROVIA	24
2.4.6	NIVELAMENTO DA VIA PERMANENTE	25
2.4.7	SUPERELEVÇÃO.....	26
2.4.8	VELOCIDADE MÁXIMA	26
2.5	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES	27
2.5.1	MÉTODOS UTILIZANDO ÁBACOS	28
2.5.2	MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	28
2.5.3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	29
2.6	MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO EXPANSIVO.....	31
2.6.1	SUBSTITUIÇÃO DO SOLO DO ATERRO.....	31
2.6.2	RECOMPACTAÇÃO.....	32
2.6.3	IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM.....	32

2.6.4	ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO EXPANSIVO	33
2.6.5	REFORÇO DO SOLO	34
2.6.5.1	GEOSSINTÉTICOS DE REFORÇO	35
2.6.5.2	FIBRAS INCORPORADAS AO SOLO.....	36
2.6.5.3	COLUNAS OU ESTACAS	38
2.6.5.3.1	COLUNAS DE BRITA.....	39
2.6.5.3.2	INJEÇÃO DE JETGROUTING	40
2.6.5.3.3	ESTACA DE TRILHO.....	41
2.6.5.3.4	COLUNA DE SOLO-CAL	42
2.6.5.3.5	COLUNA DE SOLO FIBRA.....	42
2.6.5.4	TIRANTES.....	42
2.6.5.5	CAMADA DE REFORÇO DE PLATAFORMA	43
3	PROPOSIÇÃO	44
3.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA.....	44
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	45
4.1	COLETA DO SOLO.....	46
4.2	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO.....	47
4.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	47
4.3.1	ENSAIOS DE CAMPO.....	48
4.3.1.1	ENSAIO DE TEOR DE UMIDADE.....	48
4.3.1.2	ENSAIO DE DENSIDADE NATURAL.....	49
4.3.2	ENSAIOS LABORATORIAIS	50
4.3.2.1	GRANULOMETRIA (PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO).....	50
4.3.2.2	DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS (GS)	50
4.3.2.3	DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE ATTEMBERG	51
4.3.2.4	CALIFORNIA BEARING RATIO– CBR.....	51

4.3.2.5	EXPANSIBILIDADE	52
4.3.2.6	CONTRAÇÃO	53
4.3.2.7	CISALHAMENTO DIRETO	55
4.3.2.8	FLUORESCÊNCIA	55
4.3.2.9	DIFRATOMETRIA	57
4.4	MODELAGEM E ESTABILIDADE DO ATERRO	57
4.5	DEFINIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO	58
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	60
5.1	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	60
5.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	61
5.2.1	ENSAIOS DE CAMPO	61
5.2.1.1	ENSAIO DE TEOR DE UMIDADE	61
5.2.1.2	ENSAIO DE DENSIDADE NATURAL	61
5.2.2	ENSAIOS LABORATORIAIS	61
5.2.2.1	GRANULOMETRIA (PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO)	61
5.2.2.2	DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS (GS)	62
5.2.2.3	DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE ATTEMBERG	63
5.2.2.4	CALIFORNIA BEARING RATIO – CBR	63
5.2.2.5	EXPANSIBILIDADE	64
5.2.2.6	CONTRAÇÃO	65
5.2.2.7	CISALHAMENTO DIRETO	65
5.2.2.8	FLUORESCÊNCIA	67
5.2.2.9	DIFRATOMETRIA	70
5.3	MODELAGEM E ESTABILIDADE DO ATERRO	72
5.3.1	TIRANTES	74
5.3.2	COLONAS	75

5.3.3	COLONAS ENCABEÇADAS COM GEOSSINTÉTICO.....	77
5.3.4	CAMADA DE REFORÇO DE PLATAFORMA COM AUXÍLIO DE COLUNAS	78
5.4	DEFINIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO.....	79
6	CONCLUSÃO.....	83
7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	84
	REFERÊNCIAS.....	85
	ANEXO A - CARTA GEOLÓGICA DO PARANÁ.....	95
	ANEXO B - CARTA GEOLÓGICA DE CURITIBA.....	96
	ANEXO C - SEÇÃO TRANSVERSAL	97
	ANEXO D - MODELAGENS GEO-SLOPE.....	99
	ANEXO E - TABELAS COMPLEMENTARES DOS ENSAIOS.....	107
	ANEXO F - PARECER TÉCNICO DOS TÉCNICOS DO LABORATÓRIO DE FÍSICA - UTFPR (ENSAIO DE FLUORESCÊNCIA).....	115

1 INTRODUÇÃO

A função econômica dos meios de transporte manifesta-se, de modo categórico, desde tempos remotos. O caminho primitivo, a estrada carroçável e, após, a ferrovia e a rodovia têm constituído, pelo intercâmbio proporcionado, os elementos essenciais da dinamização da atividade humana (MONTEIRO FILHO, 1941).

Justamente por essa dinâmica crescente, além da elevada taxa atual de ocupação do território, muitos dos novos empreendimentos estão sendo alocados nas mais diversas regiões e condições geográficas. As obras de infraestrutura e transporte não são exceção e muitas vezes são assentadas em condição não ideais tecnicamente. Por se tratarem geralmente de obras lineares que visam otimizar a qualidade dos serviços de transporte, qualquer alteração de traçado pode impactar profundamente seu funcionamento e desempenho financeiro, operacional e logístico.

Diante desse contemporâneo panorama, os responsáveis pelos projetos e execução são incitados a solucionar problemas de construção, planejamento e segurança. E no campo da geotecnia, o solo é o principal fator que deve ser considerado.

É exatamente nessa conjuntura que o estudo proposto é estabelecido: um caso de plataforma ferroviária alocada sobre um solo expansivo. O solo expansivo tem suas características mecânicas alteradas quando em contato com a umidade, o que invariavelmente exerce influência nas estruturas alocadas acima.

Através dessa problematização acredita-se no desenvolvimento de uma solução corretiva para a estabilização do solo. Desta maneira, a plataforma ferroviária em análise terá durabilidade, segurança e maior qualidade na operação. Ademais, visando ainda transpor os limites deste específico estudo de caso, o trabalho almeja tornar-se público para que haja a disseminação do conhecimento adquirido e posterior aplicação nas mais ecléticas construções.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Tem-se por objetivo analisar as características geotécnicas do solo de uma plataforma ferroviária existente (sobre um aterro). Através desse estudo buscam-se soluções econômicas e preferencialmente não invasivas para reforço da via

permanente, a fim de corrigir efeitos patológicos e ampliar sua capacidade portante.

1.1.2Objetivos específicos

- a) Entender e identificar a natureza do problema e todos os aspectos envolvidos;
- b) Verificar as condições de estabilidade do aterro visando à otimização da capacidade da via;
- c) Comparar a viabilidade técnica dos diferentes métodos corretivos existentes no mercado;
- d) Desenvolver um conhecimento que proporcione a extrapolação dessa aplicabilidade para outros possíveis projetos de infraestrutura de transporte.

1.2JUSTIFICATIVA

Acredita-se que os problemas patológicos que ocorrem no trecho da via férrea estudado é consequência do aterro sob a via ter sido feito com solo expansivo e, sabe-se que os solos expansivos são uma importante causa de problemas geotécnicos. Dada a relevância do tema e a relativa escassez de métodos de escolha de soluções, justifica-se um estudo que delimite as soluções mais cabíveis econômica, técnica e executivamente.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 SOLO

2.1.1 Definição de solo

"Na natureza, os solos são sistemas trifásicos constituídos de sólidos, água e ar" (DAS, 2013). O esquema desse sistema é mostrado na figura 1.

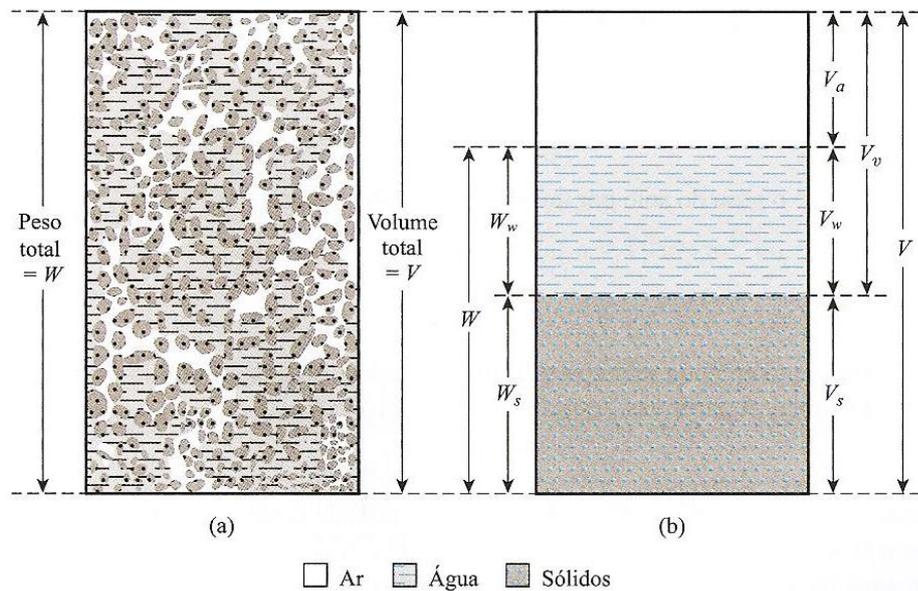


Figura 1 - Solo como sistema trifásico.

Fonte: DAS, 2013.

2.1.2 Características e índices físicos

2.1.2.1 Massa específica

É a massa por unidade de volume. Quando utilizada, em detrimento do peso específico, deve-se ao fato de sua unidade se encontrar no sistema internacional (kg/m^3), enquanto o peso específico costuma ser expresso em quilonewtons por metro cúbico, uma unidade derivada (DAS, 2013).

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (1)$$

2.1.2.2 Peso específico

Em um solo é o peso por unidade de volume. Para uma areia seca, um valor de referência utilizado é de 16 kN/m^3 (DAS, 2013).

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2)$$

2.1.2.3 Saturação

Grau de saturação é a relação entre o volume de água e o volume de vazios (DAS, 2013).

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (3)$$

2.1.2.4 Permeabilidade

A permeabilidade é uma grandeza que mede a capacidade de transmissão de líquidos de um material. Nos solos isso se deve à presença de vazios interconectados. Esse índice é expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade, com valores de referência expostos na tabela 1 (DAS, 2013):

Tabela 1 - Valores de coeficiente de permeabilidade

Valores de Coeficiente de Permeabilidade	
Fração de Solo	K (m/s)
Argilas	< 10 ⁻⁹
Siltes	10 ⁻⁶ a 10 ⁻⁹
Areias Argilosas	10 ⁻⁷
Areias Finas	10 ⁻⁵
Areias Médias	10 ⁻⁴
Areias Grossas	10 ⁻³

Fonte: CAPUTO, 1989 apud PAZZETTO, 2009.

2.1.2.5 Índice de vazios

Relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos (DAS, 2013).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (4)$$

2.1.2.6 Teor de umidade

Também chamado de teor de água, é a relação de peso entre a água e os sólidos do solo.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (5)$$

Caputo (1989) destaca que os valores variam amplamente, citando o exemplo de argilas do México, que podem atingir 400%, teores especialmente importantes para argilas, que tem sua resistência consideravelmente afetada pela presença de água.

2.1.2.7 Porosidade

Relação entre volume de vazios e volume total.

$$\eta = \frac{V_v}{v} \quad (6)$$

Para areias com grãos de igual diâmetro, os valores de referência citados por Caputo (1989) estão apresentados na tabela 2.

Tabela 2 - Valores de referência para a porosidade de areia

Valores de referência para a porosidade de areias	
$\epsilon_{\text{máx}} = 0,91$	$n_{\text{máx}} = 48\%$
$\epsilon_{\text{máx}} = 0,35$	$n_{\text{mín}} = 26\%$

Fonte: CAPUTO, 1989.

2.1.3 Análise granulométrica

Análise granulométrica é a determinação do tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso seco total. Em geral são utilizados dois métodos para encontrar a distribuição do tamanho dos grãos do solo: (1) ensaio de peneiramento - para partículas com diâmetros maiores que 0,075mm; (2) ensaio de sedimentação - para partículas com diâmetros menores que 0,075mm. (DAS, 2013).

A classificação do tamanho das partículas é apresentada na tabela 3.

Tabela 3 - Classificação do tamanho das partículas

Classificação do Tamanho das Partículas				
Organização	Tamanho do Grão (mm)			
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
MIT	>2	2 a 0,06	0,06 a 0,002	<0,002
USDA	>2	2 a 0,05	0,05 a 0,002	<0,002
AASHTO	76,2 a 2	2 a 0,075	0,075 a 0,002	<0,002
Sistema Unificado de Classificação de Solos	76,2 a 4,75	4,75 a 0,075	Grãos finos (ex: argilas e siltes) <0,075	

Fonte: DAS, 2013.

De posse dos dados dos ensaios, é comum o traçado da curva granulométrica (figura 2), uma representação gráfica dessa distribuição. Para melhor visualização, é adotada, no eixo das abscissas, uma escala logarítmica, que permite, além da melhor percepção da parcela mais fina do solo, um agrupamento baseado no conjunto das curvas. Desse agrupamento segue, convencionalmente, a divisão em solo de boa graduação, graduação uniforme e graduação aberta (figura 3) (CAPUTO, 1989).

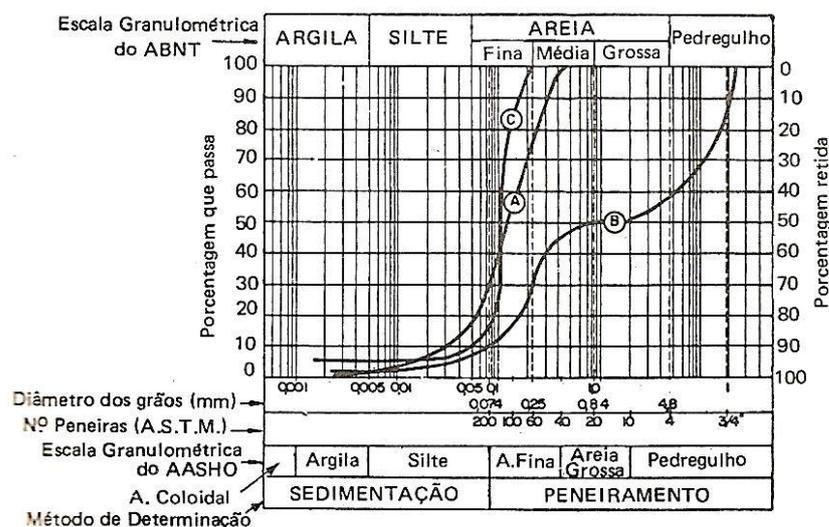


Figura 2 - Curva granulométrica

Fonte: CAPUTO, 1989.

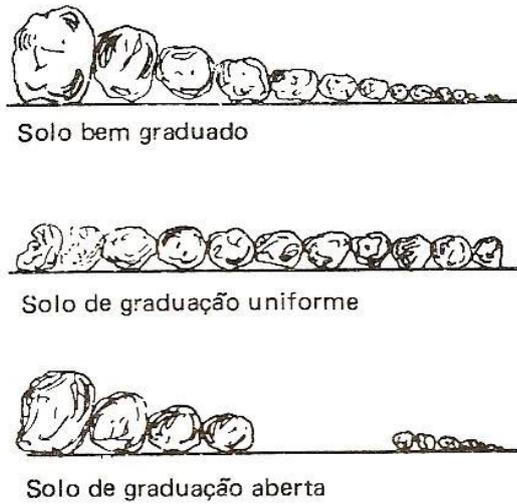


Figura 3 - Graduação de solo.

Fonte: CAPUTO, 1989.

2.1.4 Compactação

Das (2013) define a compactação, no que tange a mecânica dos solos, como o aumento de sua densidade através da retirada do ar, por meio de imposição mecânica. Durante o processo, a umidade, até certo ponto, atua como um meio lubrificante entre as partículas sólidas, como um agente de amolecimento entre elas. O peso específico atingido, então, aumenta conforme aumenta o teor de umidade. Porém, se a água passar a ocupar espaços que poderiam ser contemplados com partículas sólidas, o peso específico atingido, com a mesma energia mecânica aplicada, passa a diminuir. O teor de umidade com o qual se atinge o maior peso específico para uma mesma energia de compactação é denominado teor de umidade ótimo (figura 4).

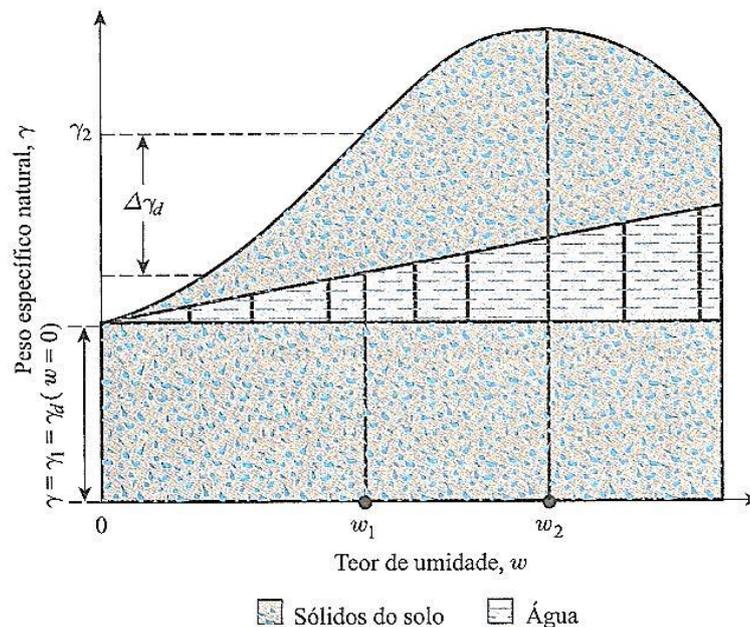


Figura 4 - Compactação e umidade ótima

Fonte: DAS, 2013.

2.1.5 Material orgânico

Por definição, a matéria orgânica é qualquer material de origem orgânica, que possua o elemento carbono em sua estrutura molecular (BUENO, 2012).

2.1.6 Variação volumétrica

"Por variação volumétrica entende-se a expansão ou a contração do material, devido ao ganho ou perda de água, respectivamente." (PEREIRA, 2004).

Na mecânica dos solos, o termo "expansibilidade" é utilizado para caracterizar casos nos quais esse aumento é demasiado, podendo causar danos, seja em seu estado natural ou compactado. Nas estruturas, esse fenômeno pode acabar gerando pressões adicionais quando umedecidos. Por se tratar de um fenômeno relativamente cíclico de umedecimento e secagem, ocorre, em consequência, a expansão e a contração, podendo levar à fadiga do solo e ao fenômeno do empastilhamento (figura 5), como definem Jesus e Oliveira (2006).



Figura 5 - Empastilhamento

Fonte: Site Consultoria e Análise.

A expansibilidade é um fenômeno complexo. Os principais fatores que determinam sua atuação podem ser superficialmente divididos entre os ligados à composição geológica das argilas e a fatores ambientais.

O empastilhamento, citado anteriormente, é uma das características visuais que pode alertar para a existência de expansibilidade excessiva. Outro indicativo facilmente identificável é a rápida desagregação em contato com a água. Essas verificações são consideradas para uma primeira, e rápida, análise. Para uma investigação mais profunda, existem os ensaios, que são basicamente divididos entre diretos e indiretos. As técnicas diretas consistem basicamente na medição de propriedades, ou mesmo da expansão ao umedecer uma amostra, por exemplo, o ensaio de expansão livre. Já as técnicas indiretas, em geral, se propõem a determinar a composição mineral do solo em questão, por exemplo, a microscopia eletrônica e a difratometria de raio X (PEREIRA, 2004).

2.1.7 Resistência

2.1.7.1 Cisalhamento

"A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior." (DAS, 2013).

Baseando-se na premissa de que os materiais rompem devido a uma combinação entre tensões normais e cisalhantes, e não por apenas uma isolada em seu valor máximo, há como definir a resistência ao cisalhamento como uma função da tensão normal. Para aplicações práticas na mecânica dos solos, pode-se aproximar a resistência ao cisalhamento no plano de ruptura a uma função linear. Abaixo se tem na equação 07 a resistência cisalhante (τ) em função da tensão normal aplicada.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\Phi(7)$$

Onde:

- c : coesão;
- σ : tensão normal;
- Φ : ângulo de atrito.

2.1.7.2 Coesão

Representa a resistência ao cisalhamento de partida, ou seja, a resistência ao cisalhamento quando não há tensão normal. Essa resistência pode ser atribuída à água presente nos vazios do solo, capilaridade, à aglutinação dos grãos e ao potencial atrativo. A coesão é de importância notável para a resistência ao cisalhamento de solos finos (DAS, 2013).

2.1.7.3 Ângulo de atrito

Representa a inclinação da reta de ganho de resistência ao cisalhamento com o aumento da tensão normal efetiva. O ângulo de atrito é responsável por parcela significativa da resistência ao cisalhamento em solos granulares. A tabela 4 mostra alguns valores típicos para essa propriedade (DAS, 2013).

Tabela 4 - Valores típicos do ângulo de atrito para areias e siltes

Valores Típicos do Ângulo de Atrito Drenado Para Areias e Siltes	
Tipo de Solo	ϕ (°)
Areia: Grãos Arredondados	
Fofa	27 a 30
Média	30 a 35
Compacta	35 a 38
Areia: Grãos Angulares	
Fofa	30 a 35
Média	35 a 40
Compacta	40 a 45
Pedregulho com alguma Areia	34 a 48
Siltes	26 a 35

Fonte: DAS, 2013.

2.1.8 Limites de Atterberg

No comportamento de solos granulares finos, há alteração de acordo com a umidade, devido a uma coesão gerada pela absorção de água ao redor das partículas. Essa diferença de comportamentos foi estudada no século XX por Atterberg, resultando em quatro estados básicos: sólido, semissólido, plástico e líquido (figura 6). Essa divisão resulta em três teores de umidade notáveis: limite de contração, de plasticidade e de liquidez (Idem, 2013).

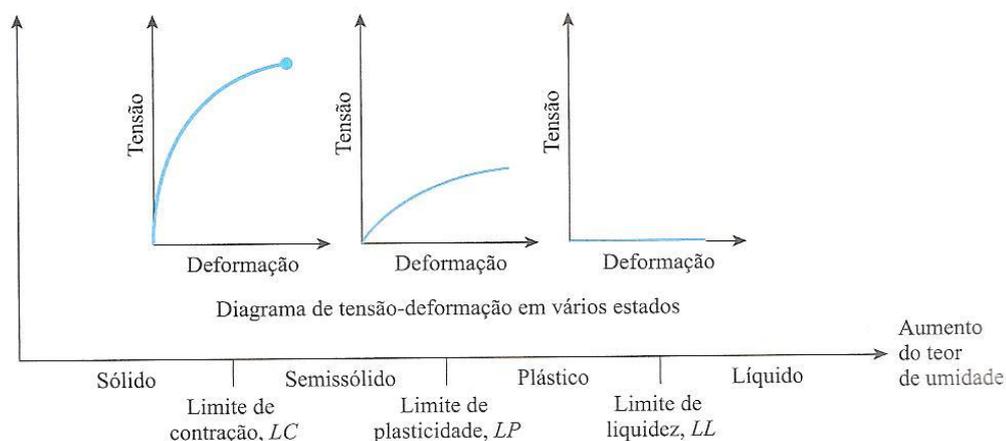


Figura 6 - Limites de Atterberg

Fonte: DAS, 2013.

a) Limite de Contração

Há perda de volume do solo quando há perda de umidade, até que seja alcançado um estado de equilíbrio, no qual não há mais alteração volumétrica. O teor de umidade no qual se mantém constante o volume, mesmo reduzindo a umidade, em termos percentuais, é chamado de limite de contração. O ensaio de laboratório para sua determinação consiste, basicamente, no preenchimento de uma cápsula de porcelana com solo úmido e posterior secagem, registrando a massa e o volume antes e depois, bem como a umidade inicial. O limite de contração é calculado então pela diferença entre o percentual de massa perdido e o percentual de volume reduzido (Ibidem, 2013).

b) Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade é o limite inferior do comportamento plástico do solo. Ele é definido como o teor de umidade percentual no qual o solo colapsa ao se moldarem fios com 3,2mm de diâmetro. O ensaio é basicamente a moldagem manual de fios em uma placa de vidro até a obtenção do diâmetro definido, podendo se utilizar um gabarito. Ao se observar o colapso, é coletada uma amostra e medida sua umidade (Ibidem, 2013).

c) Limite de Liquidez

O limite de liquidez é o limite superior do comportamento plástico do solo. Trata-se do teor de umidade percentual a partir do qual o solo passa a se comportar de maneira semelhante a um líquido. Para sua determinação em laboratório, é utilizado o aparelho de Casagrande, uma concha de latão em uma base rígida, com mecanismos para que a concha se erga e caia de uma altura de 10 mm. Após o depósito do solo e abertura de uma ranhura com cinzel padronizado, o limite de liquidez é o teor de umidade no qual ocorre um fechamento de 12,7mm da ranhura após 25 golpes (Ibidem, 2013).

2.2 GEOLOGIA

A geologia é a ciência que estuda o planeta, sua composição, propriedades físicas e processos que a formam.

A análise da formação geológica da região metropolitana de Curitiba

compreende três parcelas fundamentais. A primeira por rochas do complexo cristalino e dos grupos Açungui e Setuva, tratando-se de formações pré cambrianas. A segunda, pelas formações Camarinha e Guaratubinha. A terceira, por fim, cenozóica, Guabirota (VIANNA, 2000).

2.2.1 Argilas

Existe dificuldade para descrever uma argila com poucas características. Em geral as propriedades determinantes do comportamento do material são a composição mineralógica dos argilominerais, dos não argilominerais e suas granulometrias, além do teor de matéria orgânica (MELLO et. al., 2011).

2.2.1.1 Tipos de argila

Argila natural: É uma argila que foi extraída e limpa, e que pode ser utilizada em seu estado natural, sem a necessidade de adicionar outras substâncias.

- a) Argila refratária: Argila que adquire este nome em função de sua qualidade de resistência ao calor.
- b) Caulim ou argila da china: Argila primária, utilizada na fabricação de massas para porcelanas.
- c) Argilas de bola (Ball-Clay): São argilas secundárias muito plásticas, de cor azulada ou negra, apresenta alto grau de contração tanto na secagem quanto na queima.
- d) Argilas para grês: Argila de grão fino, plástica, sedimentária e refratária - que suporta altas temperaturas (LUZ et al., 1988).
- e) Argilas vermelhas: São plásticas com alto teor de ferro resistem a temperaturas de até 1100° C, porém fundem em uma temperatura maior e podem ser utilizadas com vidrados para grês.
- f) Bentonita: Argila vulcânica muito plástica contém mais sílica do que alumínio se origina das cinzas vulcânicas (GOMES, 1988)." (MELLO et. al., 2011)

2.2.1.2 Argilominerais

"Os argilominerais são basicamente silicatos hidratados de Al e/ou Fe e Mg, podendo conter ainda, como componentes essenciais um certo teor de elementos

alcalinos ou alcalino-terrosos" (SANTOS, 1989).

Os grupos da caulinitas são formados por uma combinação de camadas tetraédricas e octaédricas que se sobrepõe indefinidamente. Os minerais desse grupo são relativamente estáveis quando entram em contato com a água, devido à ausência de hidratação das camadas estruturais. (PEREIRA, 2004)

O grupo das esmectitas surge do empilhamento de camadas octaédricas, entre duas camadas tetraédricas. Nesse grupo, há expansão devido ao acúmulo de água entre as camadas, a chamada expansibilidade intracristalina. Uma das espécies de esmectita é a montmorilonita, bastante instável na presença de água (PEREIRA, 2004).

A principal representante do grupo das micas é a illita. Esse grupo possui geometria semelhante ao grupo das esmectitas, diferindo o fato de não haver expansão intracristalina, devido a ligações mais fortes entre as camadas estruturais.

Existem ainda o grupo das cloritas e o grupo das vermiculitas que possuem comportamento expansivo apenas em condições específicas, como extrema degradação e abundância de cátions. Segue abaixo tabela 5 com relação dos minerais que compõem o solo.

Tabela 5 - Relação dos minerais que compõem o solo

Minerais cristalinos com estrutura em camadas			
Tipo ou arranjo das camadas	Grupo	Subgrupo	Espécies
2:1	Pirofilita	Trioctaédrico	Talco
		Diocetaédrico	Pirofilita
	Esmectita	Triocetaédrico	Saponita
			Hectorita
			Stevensita
		Diocetaédrico	Montmorilonita
			Beideleita
			Nontronita
	Vermiculita	Triocetaédrico	Vermiculita
		Diocetaédrico	Vermiculita
	Mica	Triocetaédrico	Flogopita
			Biotita
			Lepidolita
		Diocetaédrico	Muscovita
Paragonita			
Ilita			
2:1:1	Clorita	Triocetaédrico	Mg-Clorita
		Fe-Clorita	
	Diocetaédrico	Al-Clorita	
		Al Li-Clorita	
1:1	Caulinita	Triocetaédrico	Mg-Serpentina
			Mg Al-Serpentina
			Fe-Serpentina
	Diocetaédrico	Caulinita	
		Haloisita (7A)	
		Haloisita (10A)	

Fonte: Autoria própria.

2.3 BACIA SEDIMENTAR DE CURITIBA

A Bacia de Curitiba abrange a cidade referência e região metropolitana em uma área próxima de 3000 km². Segundo Almeida (1967) a abertura do Atlântico Sul, com separação da América do Sul da África, deu-se há 120 milhões de anos a partir de uma movimentação tectônica de grande impacto. Esse evento ocasionou falhas e rupturas ao longo dos planos de fraqueza da crosta no sudeste brasileiro o que determinou o aparecimento de depressões alongadas e estreitas. Para essa formação designou-se o nome *rifts* e, baseado nisso classifica-se a bacia de Curitiba como Rift Continental do Sudeste do Brasil (RCSB).

Durante o período Terciário ocorreram ciclos erosivos que preencheram essas depressões determinando o surgimento de bacias sedimentares (ALMEIDA, 1967).

Ao final do trabalho, no campo Anexos pode ser visualizado o mapa geológico de Curitiba e mapa geológico do estado do Paraná.

Para Bigarella e Salamuni (1957, 1959) a geologia da bacia Sedimentar de Curitiba pode ser dividida em três grupos:

- a) rochas do Completo Cristalino (embasamento);
- b) formação Guabirotuba (depósitos do “quartenário antigo”);
- c) depósitos alúvio-coluvionares holocênicos.

O primeiro grupo é composto por um complexo de rochas metamórficas do pré-cambriano (gnaisse e gnaisse-granito). Sobre a superfície são identificados depósitos sedimentares do Terciário (depósitos cenozoicos), que são elementos essenciais da Bacia curitibana. Além disso, é possível encontrar vestígios de várzeas recentemente depositadas (holocênicos) sobre o gnaisse devido ação dos rios e riachos que cortam a bacia em estudo (VIANNA, 2000).

Na figura 7 apresenta-se a morfologia estrutural do embasamento da bacia de Curitiba.

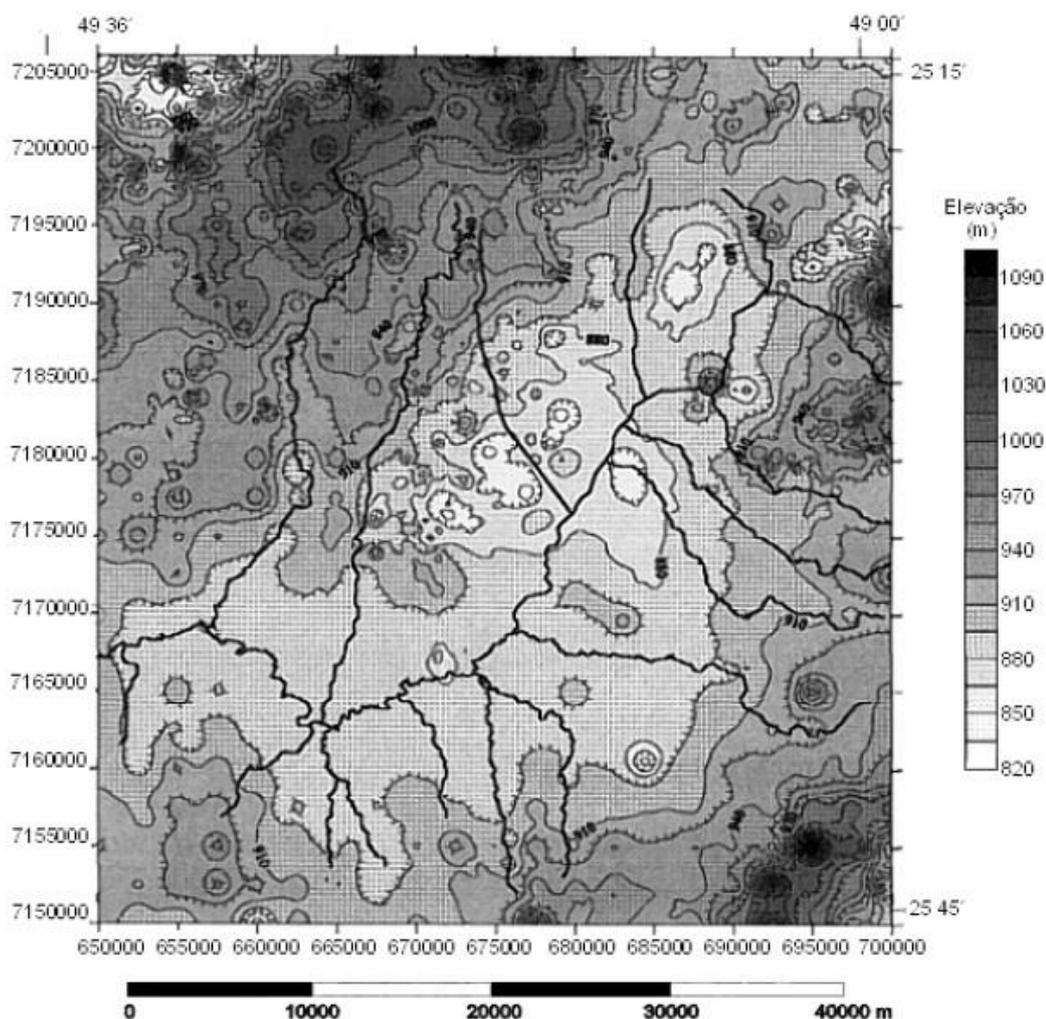


Figura 7 - Mapa morfoestrutural do embasamento da bacia de Curitiba.

Fonte: Salamuni (1988).

A formação Guabirotuba é composta por sedimentos originários da decomposição química de rochas Pré-Cambrianas e será abordada novamente no tópico subsequente.

Os depósitos alúvio-coluvionares constituem depósitos que apresentam fácies proximais com cascalhos, areias e lamias; constituindo rampas de colúvio e depósitos de tálus, localizados junto à base e à meia-encosta dos morros. Resultam da ação de fluxos aluviais e gravitacionais de transporte de materiais de alteração das vertentes e são constituídos por material de espessura, extensão e granulometria variada, que envolve desde argila até blocos de rocha e matacões provenientes do embasamento. Já as fases mais distais ocorrem como sedimentos arenosos e lamosos, eventualmente com cascalheiras, distribuídos em regiões de

baixa declividade e ao longo das drenagens (SILVA; CUNHA, 2001).

2.3.1 Formação Guabirota

Segundo Salamuni (1998) a formação Guabirota pode ser dividida em quatro principais grupos:

- a) argilas;
- b) arcósios e areias arcósianas;
- c) depósitosconglomeráticos (rudáceos) e
- d) depósitoscarbonáticos (caliches).

Os mecanismos relacionados ao surgimento da formação Guabirota demonstram que a granulometria do material depositado depende da posição em relação às áreas de origem do material (figura 8). Sendo assim, é notório que na região central da bacia há presença de sedimentos mais finos enquanto que na periferia existe maior presença de materiais grosseiros (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).

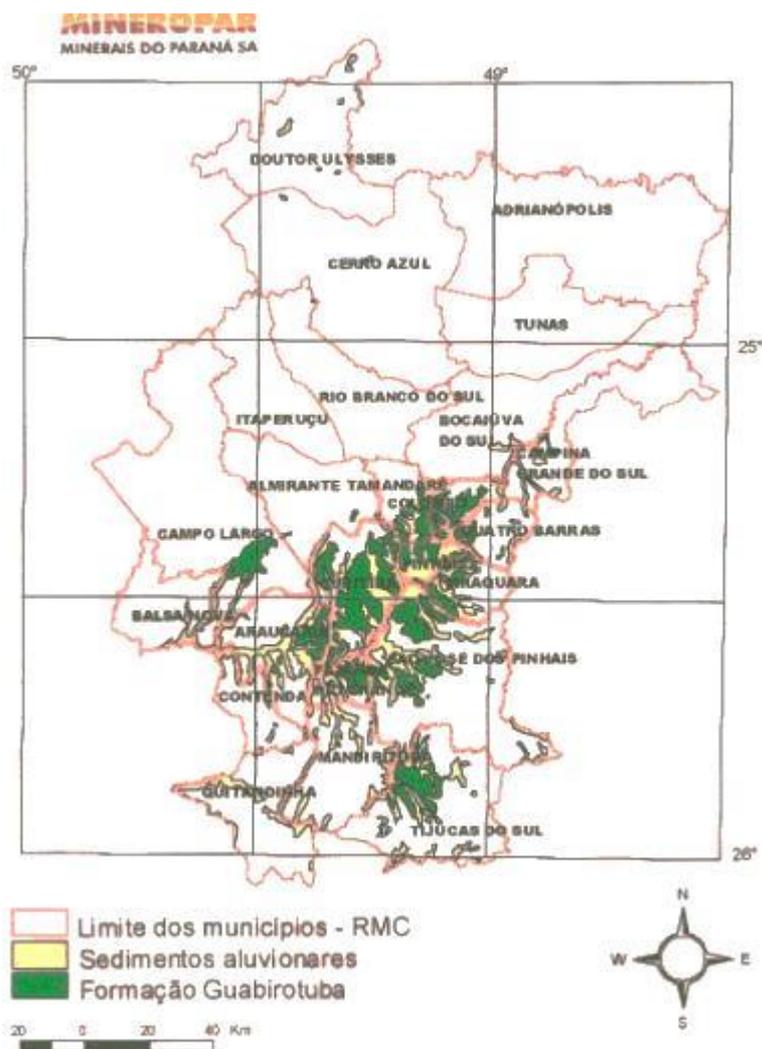


Figura 8 - Distribuição da Formação Guabirotuba na região metropolitana de Curitiba.

Fonte: FELIPE, 2011 (Apud: Mapa Geológico do Estado do Paraná. DNPM/MINEROPAR, 1989).

2.4 VIA FÉRREA

A Via Férrea ou Ferrovia é apenas uma das partes que compõe o patrimônio de uma empresa prestadora de serviços de transporte ferroviário de cargas e passageiros constituindo-se, em última análise, no 'suporte físico' para o modal terrestre ferroviário (BORGES NETO, 2011).

2.4.1 História da ferrovia

2.4.1.1 O surgimento da estrada de ferro

O nascimento do transporte sobre trilhos deu-se na Europa no início do século XVI com a finalidade exclusiva de transportar minério de ferro e carvão extraídos de minas subterrâneas. Esses materiais eram depositados em carroças

equipadas de rodas que possuíam tração animal ou humana e se locomoviam com maior facilidade nos trilhos de madeira do que no chão irregular e úmido das minas. Em meados do século XVII, esses trilhos de madeira receberam revestimento de tiras de ferro, o que lhes conferia maior durabilidade. Além disso, os cavalos conseguiam tracionar mais vagões em série e não somente uma carroça. Somente ao final do século XVIII é que os trilhos passaram a ser fabricados inteiramente de ferro. Passado o momento de testes e invenções, em 1800 a máquina a vapor obteve sucesso nas primeiras viagens e operações o que culminou em protestos de profissionais (cocheiros), pois havia receio da categoria em perderem seus postos para o “cavalo mecânico”. Apesar disso, a construção das ferrovias difundiu-se e em 1870 já estava concluída a estrutura atual da rede ferroviária europeia. Os ramais e linhas principais foram adicionados entre o final do século XIX e início do século XX (SANTOS, S., 2011).

2.4.1.2 A chegada da ferrovia no Brasil

Em 1835 houve a primeira tentativa de construção de estradas de ferro no Brasil. O regente Diego Antônio Feijó promulgou uma lei de incentivo a quem quisessem construir ou explorar uma ferrovia com o intuito de ligar as capitais das províncias de Minas Gerais, São Paulo, Rio Grande do Sul e Bahia ao Rio de Janeiro. Contudo, não houve interessados em tamanha empreitada (BORGES NETO, 2011).

Segundo Borges Neto (2011) somente em 1852 é que o Irineu Evangelista de Souza, posteriormente o Barão de Mauá, assumiu a responsabilidade de construir uma ligação entre o Rio de Janeiro e Petrópolis. A partir de 1858 muitas ferrovias foram inauguradas no Brasil, conforme apresentado na tabela 6:

Tabela 6 - Data da inauguração das ferrovias no Brasil entre 1858 e 1884

Ferrovia	Data de inauguração
Recife ao São Francisco	08/02/1858
D. Pedro II (Central do Brasil)	29/03/1858
Bahia ao São Francisco	28/06/1860
Santos a Jundiaí	16/02/1867
Companhia Paulista	11/08/1872
Companhia Mogiana	03/05/1875
Companhia Sorocabana	10/07/1875
Central da Bahia	02/02/1876
Santo Amaro	02/12/1880
Porto Alegre a Novo Hamburgo	14/04/1884
Dona Tereza Cristina	04/09/1884
Corcovado	09/10/1884

Fonte: BORGES NETO, 2011.

2.4.1.3 A estrada de ferro no Paraná

Apesar da emancipação da província de Curitiba ter ocorrido em 1853, desde antes já havia preocupação com a construção de novos caminhos. Borges Neto (2011) versa que no dia 02 de fevereiro de 1880 deu-se início às obras de construção da primeira ferrovia no Paraná. Em 05 de junho do mesmo ano, teve o lançamento da Pedra Fundamental da obra pelo imperador Dom Pedro II. Por fim, em fevereiro de 1885 foi inaugurada a Ferrovia que ligaria Paranaguá à Curitiba.

Na Figura 9 está ilustrada a Estação ferroviária de Curitiba, após a criação da Rede de Viação Paraná – Santa Catarina (RVPSC) em 1942.



Figura 9 - Estação ferroviária de Curitiba, foto tirada após criação da Rede de Viação Paraná - Santa Catarina (RVPSC) em 1942.

Fonte: Site Amantes da Ferrovia.

2.4.2 Via permanente

De maneira simplificada, Steffler (2013) sintetizou o conceito de via permanente como a estrutura de suporte e transmissão de cargas ferroviárias. É possível dividir a via permanente em duas partes: superestrutura e infraestrutura.

2.4.2.1 Superestrutura

A superestrutura é composta pelos trilhos, dormentes e lastro (figura 10). Essa camada é de grande relevância porque recebe diretamente os esforços provenientes do veículo e os transmite à infraestrutura. Além desses itens, é preciso fixar os trilhos sobre uma placa de apoio (SANTOS, R., 2011).

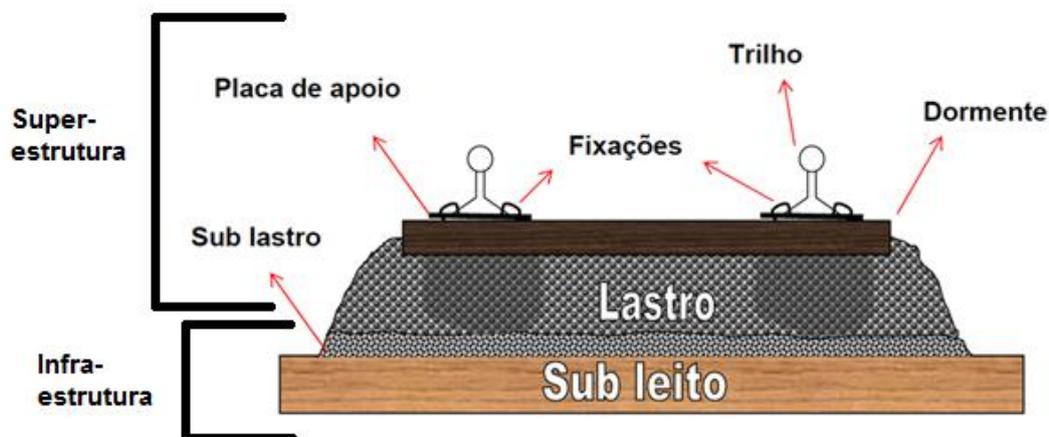


Figura 10 - Ilustração dos componentes da superestrutura da Via Permanente.

Fonte: STEFFLER, 2013 (adaptado).

2.4.2.2 Infraestrutura

A infraestrutura proporciona o suporte necessário à superestrutura permitindo a drenagem, preservação do gabarito de circulação e alocação da estrada com impactos mínimos de curva e declive ou rampa (STEFFLER, 2013). Compreende:

- a) Obras de terraplanagem (aterros e cortes);
- b) Obras de arte especiais (túneis, viadutos, pontes, contenções e pontilhões);
- c) Obras de arte corrente (bueiros, bocas de bueiros, descida d'água em degraus);
- d) Obras de drenagem superficial (canaletas e valetas);
- e) Obras de drenagem sub-horizontal (drenos sub-horizontais);
- f) Obras de drenagem profunda (colchões drenantes e drenos em geral).

2.4.3 Plataforma ferroviária

A plataforma ferroviária é a parte limitante da infraestrutura (BORGES NETO, 2011). É constituída pelos solos naturais do subleito ou solos tratados (sub lastro) no caso de cortes ou aterros.

Segundo Vale (2009) plataforma é o terreno preparado para suportar os

elementos da superestrutura da via permanente, como por exemplo, o lastro, os dormentes e trilhos.

2.4.4 Aterro ferroviário

O aterro consiste numa massa de terra que é depositada sobre o terreno natural visando alcançar determinada altura (cota), para execução da plataforma (LOBO, 2000).

Em geral, as falhas de aterro ocorrem predominantemente devido às características de plasticidade do solo. A maioria das falhas ocorrem em aterros entre 3 e 6 metros de altura e com um ângulo de inclinação numa razão entre distâncias verticais e horizontais de aproximadamente 1 para 2 (TAN, 2011).

Na figura 11 ilustra-se um exemplo de aterro.

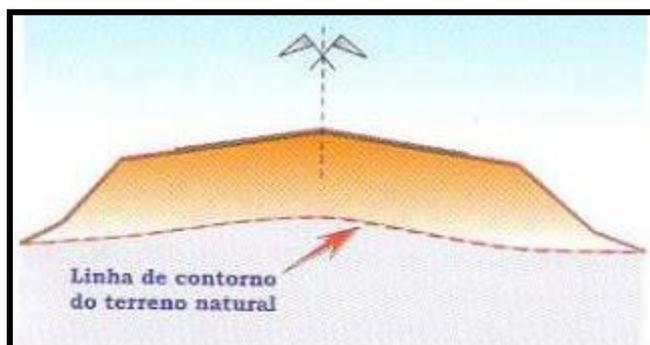


Figura 11 - Exemplo de aterro.

Fonte: Site Desenho de Projeto de Engenharia Civil.

2.4.5 Esforços distribuídos nos elementos de suporte da ferrovia

A ferrovia se tornou um modal com elevado custo benefício graças à inteligente composição da superestrutura que distribui as cargas do trem para os elementos projetados. Assim, a parcela de tensão sobre o subleito é bem menor do que a tensão original sobre os trilhos, o que alivia os impactos do trem na infraestrutura e otimiza a dimensão e até mesmo a natureza do produto a ser transportado (SANTOS, S., 2011).

A formulação disso acontece através da distribuição da carga pontual (vide

figura 12) sobre o trilho que ao receber o esforço, logo o dissipam para as placas de apoio, na qual o trilho está assentado. As placas de apoio são os elementos utilizados para ampliar a área de contato do trilho sobre o dormente, distribuindo assim uniformemente as tensões e prolongando a sua vida útil. Essas placas são fixadas (por um sistema rígido ou elástico) sobre os dormentes e essas resistem aos esforços longitudinais da via (PORTO, 2004).

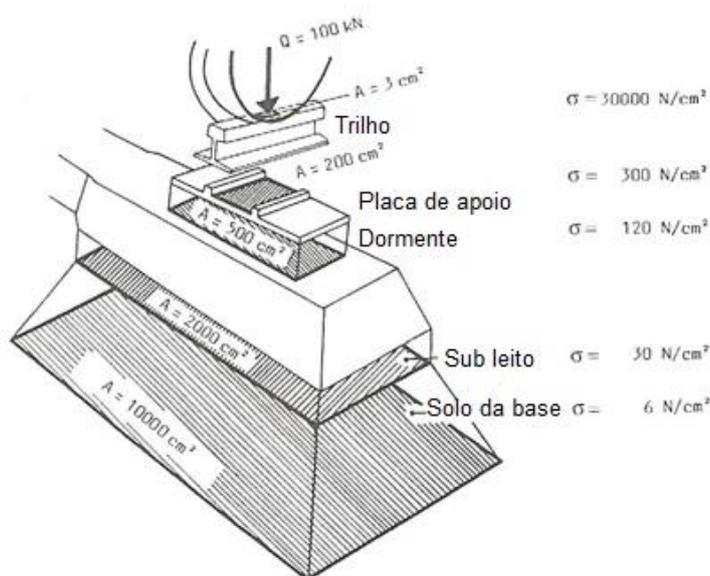


Figura 12 - Ilustração da distribuição das cargas sobre os elementos da via permanente.

Fonte: PORTO, 2004 (adaptado).

2.4.6 Nivelamento da via permanente

O defeito de nivelamento é caracterizado pela existência de pontos altos e baixos de ocorrência simultânea (por igual em ambas as filas) ao longo da linha. Este defeito gera desconforto se ultrapassar certos limites de velocidade, podendo acarretar em desengate dos veículos. Na figura 13 ilustra-se um exemplo de linha desnivelada.

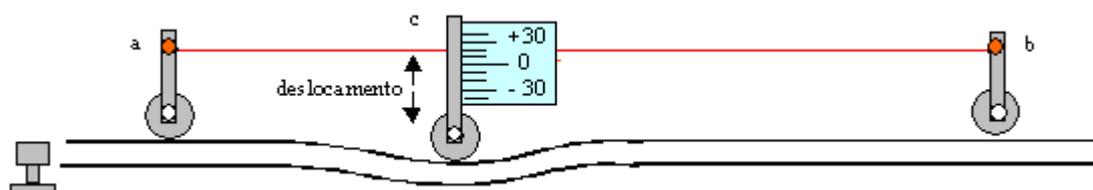


Figura 13 - Linha desnivelada (unidade mm).

Fonte: VALE, 2009.

2.4.7 Superelevação

A superelevação (figura 14) é configurada pela inclinação da pista no sentido transversal em relação ao plano horizontal. Nas curvas da ferrovia, consiste na elevação do trilho externo em relação ao trilho interno. Essa adaptação ameniza o impacto da mudança de direção causada pela força centrífuga e o risco de tombamento, e também, reduz o desgaste do atrito entre roda e trilho (PORTO, 2004).

Para as linhas de bitola métrica, a superelevação máxima não deve ultrapassar o valor de 100 mm, devido ao risco de desequilíbrio dos vagões caso haja necessidade de sua parada [...]. Já nas linhas de bitola larga a superelevação não deve ultrapassar o valor de 160 mm [...] (VALE, 2009).

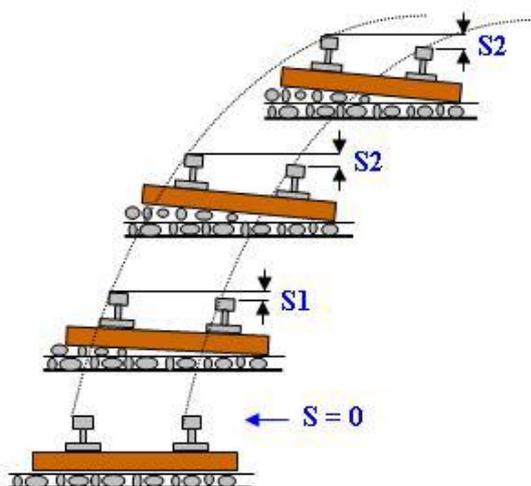


Figura 14 - Demonstração da superelevação.

Fonte: VALE, 2009.

2.4.8 Velocidade máxima

A velocidade máxima de projeto depende do menor raio da curva de um trecho. Apesar de o trecho conter diversas curvas, deve-se considerar sempre o pior caso. Além disso, segundo Porto (2008) interferem no cálculo da velocidade os seguintes itens:

- Características definidas (susceptibilidade a acidentes, restrições do sistema do CCO devido às imperfeições da Via);
- Altura do centro de gravidade;
- Peso: se é trecho com trem de passageiro ou carga ou combustível ou ambos.

Para situações com trem de carga, deve-se verificar o tipo do produto transportado - grãos, farelo, líquido, minério, metais, produtos florestais, entre outros (THOMAZ, 2008).

2.5 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Uma boa justificativa para a análise da estabilidade de taludes é dada por Duran e Santos (2005), segundo os quais ela se faz necessária graças à potencial ocorrência de deslizamentos ou movimentos de massa. Estes fenômenos podem ser tanto devidos ao aumento das solicitações quanto pela redução da resistência (em termos de tensões cisalhantes). Os autores citam como exemplos de aumento de solicitações aterros e edifícios. Já como casos de diminuição de resistência citam exemplos devidos a vibrações (terremotos ou máquinas), intemperismo dos minerais, modificações estruturais como fissuração, amolgamento, etc.

De acordo com Silva (2010), historicamente os engenheiros encontraram basicamente duas maneiras distintas de abordar problemas de estabilidade de taludes, sendo a primeira baseada nas relações tensão-deformação do solo (em que a abordagem mais conhecida é o Método dos Elementos Finitos – MEF) e a segunda com base na ideia de equilíbrio limite. Ainda segundo ele, a primeira forma, apesar de mais realista, torna-se uma abordagem muito complexa em casos de incertezas inerentes ao problema geotécnico, como quando as características geológicas e geotécnicas podem variar muito na região analisada. Já a segunda abordagem, de modelagem mais simples, acaba sendo a mais longamente utilizada na prática da engenharia.

Além do cálculo e da modelagem do comportamento físico dos taludes, uma investigação detalhada acerca da sua estabilidade inclui, segundo Hurtado (2011), o estudo geológico da região, a execução de sondagens, demais ensaios e observações de campo e ensaios laboratoriais.

Na sequência seguem explicações mais detalhadas acerca de três das principais abordagens para o problema de estabilidade de taludes.

2.5.1 Métodos utilizando ábacos

Geralmente empregam-se métodos baseados em ábacos para análises preliminares (muitas vezes para comparação inicial entre diferentes situações), embora alguns ábacos permitam uma percepção muito mais complexa da estabilidade. Há até aqueles que consideram efeitos de sobrecarga, fissuração, submersão, infiltração e aumento da resistência cortante com a profundidade. Utilizando ábaco para este tipo de análise costuma-se atingir uma aproximação de cerca de 15% no fator de segurança, portanto podem ser bastante usado em casos de pouco conhecimento sobre o solo em questão (HURTADO, 2011).

2.5.2 Método de equilíbrio limite

A essência da avaliação da estabilidade de um talude pelo método do equilíbrio limite é colocada por Silva (2010) como a determinação de uma superfície qualquer de ruptura, ou deslizamento, na qual está mobilizada uma determinada resistência ao corte (devida ao atrito interno e à coesão do maciço). O quociente entre a resistência máxima possível ao corte naquele solo e a resistência mobilizada homogeneamente naquela superfície analisada resulta em um fator de segurança (FS) do talude.

Ainda de acordo com Silva (2010), os diferentes modelos de equilíbrio limite diferenciam-se entre si principalmente quanto à forma concebida para a superfície de ruptura. Há métodos que se valem de superfícies planas (métodos dos taludes infinitos e método de instabilização por blocos, por exemplo); outros de superfícies circulares (métodos de Fellenius (1936), de Bishop (1955) e Bishop simplificado) e há ainda os que aceitam qualquer formato de superfície de ruptura (métodos de Janbu (1954), de Spencer (1967), de Morgenstern-Price (1965) e de Correia (1988)). Além disso, a maioria dos métodos citados se utiliza da subdivisão do volume acima da superfície potencial de ruptura em fatias.

As figuras 15 e 16 auxiliam na ilustração dos métodos de equilíbrio limite.

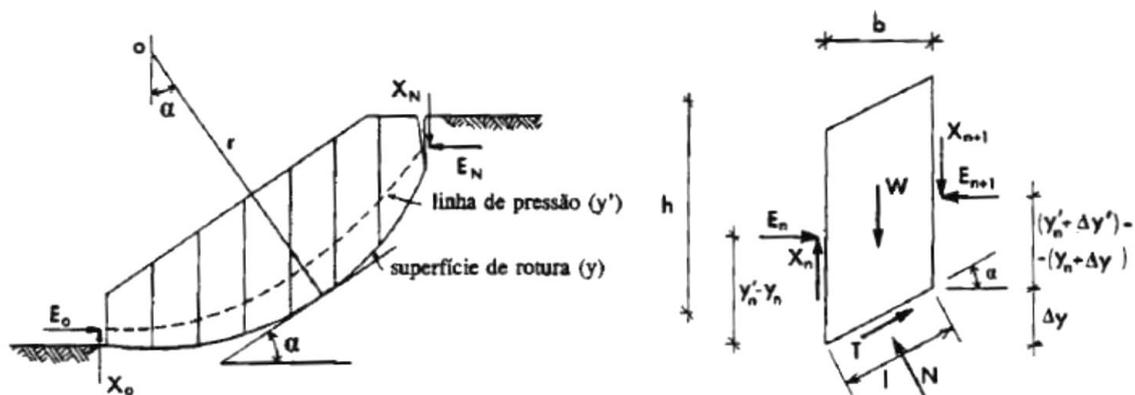


Figura 15 - a) Método de Bishop (superfície circular) - b) Forças aplicadas a uma fatia de solo.

Fonte: SILVA (2010).

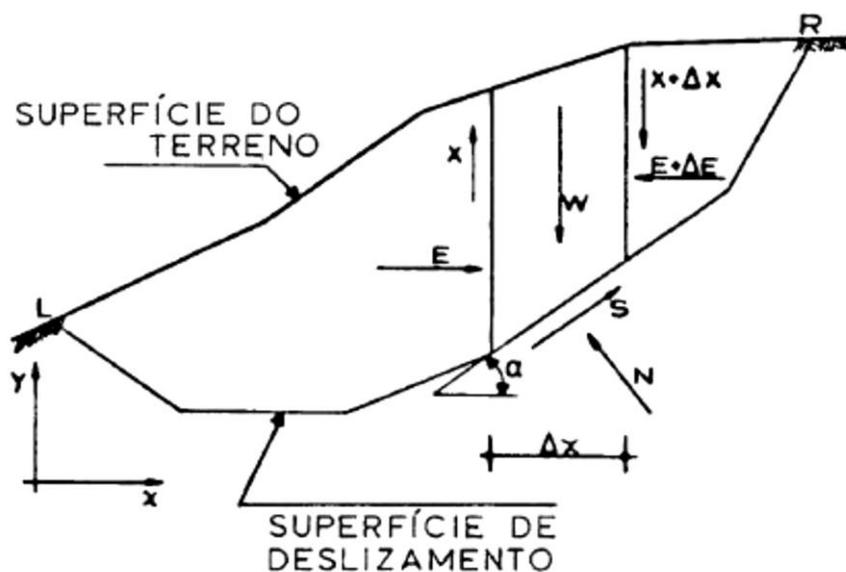


Figura 16 - Método de Correia (superfície polilinear qualquer) - b) Forças aplicadas a uma fatia de solo.

Fonte: SILVA (2010).

2.5.3 Método dos elementos finitos

O MEF é baseado na hipótese de que a observação analítica dos efeitos de cada pequena parte de um sistema, quando somada, representa os efeitos do todo. Matematicamente, essa hipótese é representada pela igualdade entre uma integral no volume de um corpo e a soma de todas as integrais no volume das partes do corpo, como explicitam melhor as fórmulas abaixo:

$$\int_V f \, dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f \, dV \quad (8)$$

Logo,

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (9)$$

Dessa forma, para analisar a estabilidade de um solo pelo MEF procede-se criando uma malha de pequenos elementos constituintes do sistema global, cujas propriedades, esforços e ligações são de mais fácil modelagem computacional (AZEVEDO, 2003).

Há, na literatura, vasta gama de opções na escolha do modelo estrutural a ser seguido (tanto em duas quanto em três dimensões) no momento da discretização de uma massa de solo em uma malha de elementos finitos. Também se pode optar pela modelagem elástica (linear ou não) do solo ou formas mais refinadas. Todavia, há um equilíbrio a ser atingido, uma vez que modelos menos complexos computacionalmente exigem discretização de malhas mais refinadas, enquanto modelos mais complexos permitem definição de malhas mais abertas. Têm sido, portanto, muito utilizadas opções intermediárias de complexidade, que fornecem respostas suficientes sem esforços exagerados (AZEVEDO et al., 1992).

Na figura 17 segue exemplo de malha de elementos finitos para aterro (visualização da deformada do perfil).

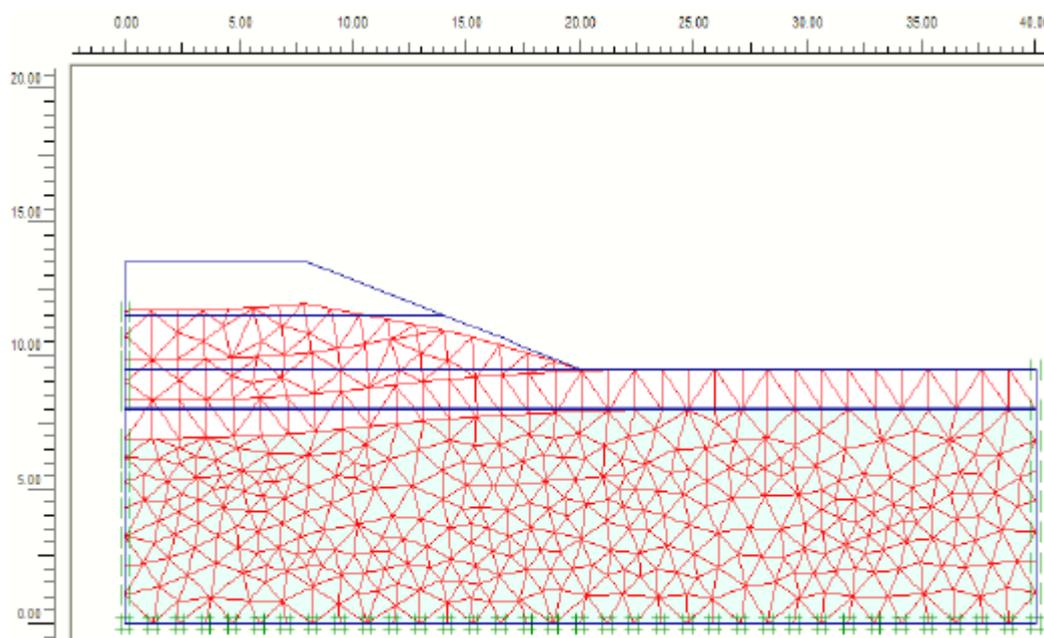


Figura 17 - Exemplo de malha de elementos finitos para aterro (visualização da deformada do perfil).

Fonte: ABRANTES, 2008.

2.6 MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO EXPANSIVO

Com o intuito de corrigir patologias oriundas de solos expansivos, existem algumas abordagens possíveis, cada qual com suas vantagens e desvantagens. Dessa forma, a solução encontrada pode ter sua funcionalidade baseada em naturezas diversas. Nos itens seguintes seguem algumas das abordagens de solução nas subdivisões propostas por López-Lara et al. (2010) e Jones et al. (2012).

2.6.1 Substituição do solo do aterro

Uma das formas mais simples, metodologicamente, de corrigir problemas com solo expansivo, é a substituição do material problemático (na profundidade necessária) por outro solo que não apresente natureza expansiva. Apesar de resolver o problema por completo, além de aumentar a capacidade de suporte, pode haver problemas de infiltração de água durante a execução. Além disso, a profundidade necessária para troca pode tornar essa opção impraticável (NELSON e MILLER, 1992 apud JONES, 2012).

2.6.2 Recompactação

Semelhante à opção anterior, envolve a retirada do material expansivo, mas em vez da substituição, opta-se por melhorar as características geotécnicas desejadas do próprio solo através de uma melhor compactação. Recomendada quando na situação inicial o solo apresentava baixo grau de compactação. Esta opção resolve o problema parcialmente, apenas mitigando os efeitos danosos da expansividade do solo. Contudo, pode não ser uma solução muito efetiva (NELSON e MILLER, 1992 apud JONES, 2012).

2.6.3 Impermeabilização e drenagem

Tendo em vista que a água é o fator chave no aparecimento de características expansivas em solos, a tentativa de impedir que a água tenha contato com o solo é uma abordagem razoável. Isso pode ser alcançado através da instalação de diques, bermas ou sistemas de drenagens - muito eficientes quando o solo apresenta boa permeabilidade (NELSON e MILLER, 1992 apud JONES, 2012).

Há diversas formas de executar um elemento de drenagem. No entanto, de modo geral, elas podem ser classificadas em dois tipos: superficial e profunda.

A primeira consiste em impedir que a água penetre no solo, fazendo com que ela escoe superficialmente. Nesse caso pode-se incluir a instalação de canaletas e valas, a correção ou aumento da inclinação da plataforma na direção da crista do aterro, revestimentos que impermeabilizem a superfície do aterro etc.

Já a profunda tem a finalidade de coletar a água já infiltrada no solo e direcioná-la para fora do corpo de solo. Aqui podem ser incluídos drenos sub-horizontais (com tubulação corrugada), drenos profundos e drenos subterrâneos (ou sub-superficiais).

Na figura 18 tem-se o dreno subterrâneo cuja instalação se faz em sentido transversal à linha férrea, iniciando a partir do término do dormente até a face do talude do aterro.

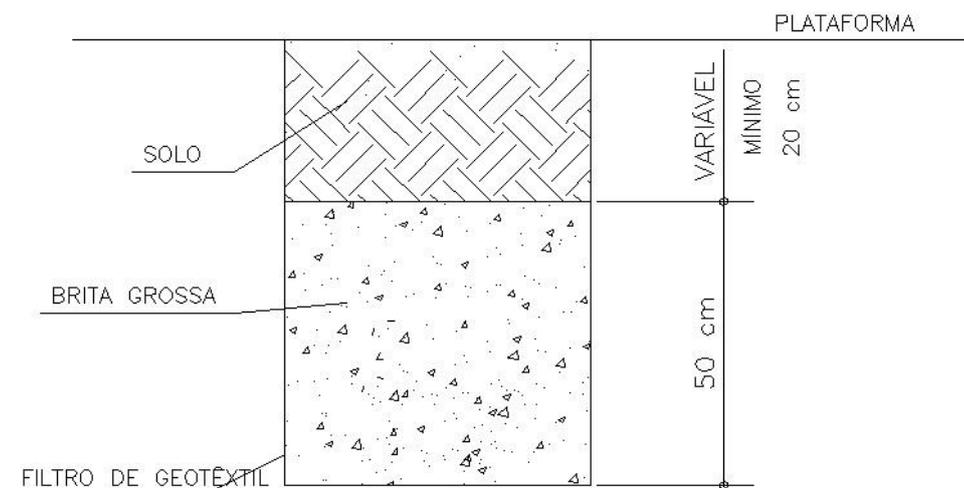


Figura 18 - Drenos subterrâneos.

Fonte: Autoria própria.

2.6.4 Estabilização química do solo expansivo

A estabilização química ocorre quando um elemento adicionado ao solo é capaz de alterar suas propriedades internas de modo a reduzir o potencial expansivo e a plasticidade. Alguns materiais amplamente utilizados para esse fim são a cal (em proporções de 3 a 8% da massa do solo), o cimento (em proporções de 2 a 6% da massa do solo) conforme ilustra figura 19, alguns sais (figura 20), cinzas volantes e alguns compostos orgânicos. É recomendável para solos de granulometria muito fina. Os principais perigos e desvantagens desse tipo de solução estão relacionados à possível contaminação do solo e desequilíbrio na saúde e na vida de seres bióticos (NELSON e MILLER, 1992 apud JONES, 2012).



Figura 19 - Preparação de um trecho em solo-cimento.

Fonte: MARQUES, 2008.



Figura 20 - Estabilização com adição de sais minerais.

Fonte: MARQUES, 2008.

2.6.5 Reforço do solo

A técnica de reforço de solos consiste na tentativa de melhoria das suas características mecânicas através da adição de elementos mais resistentes (ver figura 21), formando um compósito que trabalhe melhor que as partes separadas. Nessa direção, três são os fatores a se levar em conta na avaliação do comportamento global de um maciço de solo reforçado: propriedades mecânicas do solo, do reforço e da interface solo-reforço (PALMEIRA, 1993 apud GÓNGORA, 2011).

No caso de um aterro, lembra Patias (2005) que para que esteja efetivamente reforçado é necessário que haja transmissão de tensões e deformações entre solo reforço (e vice-versa), que permitam ao conjunto suportar situações em que um aterro sem reforço ruiria ou pelo menos teria um mau desempenho.



Figura 21 - Exemplo de reforço com estacas de perfil de aço.

Fonte: Blog Construir.

2.6.5.1 Geossintéticos de reforço

Geossintéticos são, segundo a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil” (SIEIRA, 2003 apud MARQUES, 2008).

Baixo custo de produção e fácil aplicação nas mais diversas obras de engenharia geotécnica, associados à versatilidade dos geossintéticos, são apresentados por Santos (2011) como fatores decisivos para o uso desses compostos sintéticos associados ao solo a partir de meados do século XX. Segundo esse autor, apesar de consistir numa técnica já presente na arquitetura de civilizações antigas (babilônios, chineses e romanos), o emprego de compósitos que usam solo tornou-se um grande atrativo por preocupações de ordem econômica e ambiental já na Idade Moderna.

Atualmente os geossintéticos têm suas funções extrapoladas além do mero reforço para ganhar destaque nas mais diferentes atuações, como drenagem, filtração, proteção, separação, controle da erosão superficial e barreira (funções essas ilustradas na figura 22).

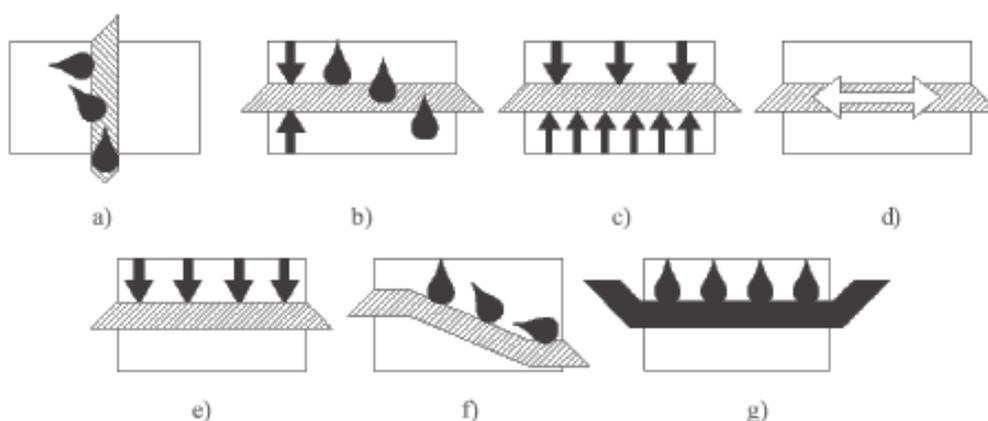


Figura 22 - Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar: a) drenagem; b) filtração; c) proteção; d) reforço; e) separação; f) controle da erosão superficial; g) barreiras.

Fonte: NP EN ISO 10318 (2010) via SANTOS (2011).

Dos geossintéticos utilizados com a função de reforço são requeridos principalmente: boa resistência à tração, ao punçamento (forças concentradas) e

ao rasgamento, além da durabilidade adequada (SANTOS, 2011). De acordo com o autor, são várias as atuais opções de materiais disponíveis no mercado para sanar essa atividade estrutural em obras geotécnicas, dentre elas geotêxteis, geogrelhas, geocompósitos de reforço e geocélulas. Algumas opções estão representadas na figura 23.

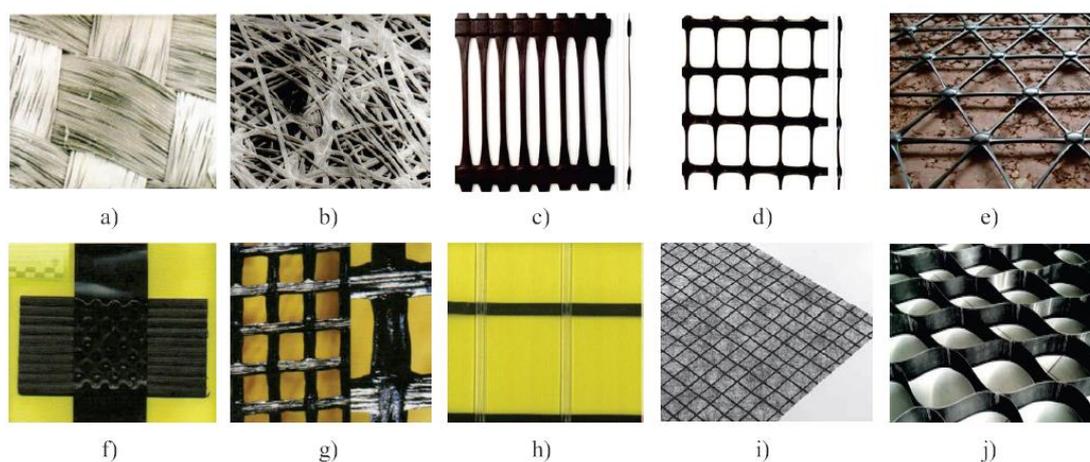


Figura 23 - Geotêxteis: a) tecidos; b) não-tecidos; Geogrelhas com juntas: c) integrais-uniaxial; d) integrais-biaxial; e) integrais-triaxial; f) termossoldadas; g) tecidas; h) soldadas a laser; Geocompósitos de reforço: i) geotêxtil reforço grelha; j) Geocélulas.

Fonte: SANTOS (2011).

2.6.5.2 Fibras incorporadas ao solo

Apesar do uso de fibras misturadas ao solo ter sido criado na Idade Antiga (hastes de bambu e junco, raízes, lã, palha etc.), ainda hoje essa técnica provoca cada vez maior interesse científico (FETSUGATO, 2008).

Atualmente, no entanto, utilizam-se tanto fibras naturais quanto (e, sobretudo) artificiais. Destas, as poliméricas são a que mais se destacam. Nesta categoria podem-se incluir o polipropileno, polietileno, poliéster e poliamida. Também há as fibras minerais, como as de carbono, vidro e amianto; e as metálicas (FEUERHARMEL, 2000).

Neste trabalho será dada especial atenção às fibras de polipropileno, por se apresentarem uma das soluções mais utilizadas e sobre as quais se possui mais informação histórica.

O sucesso deste material se deve à grande capacidade de ancoragem e intertravamento entre as fibras e o solo. Ainda, é um polímero de grande plasticidade

e resistência, atingindo aproximadamente 400 MPa de resistência à tração (Ibidem, 2000).

Com base em resultados experimentais, Malekzadeh e Bilsel (2012) concluem que a adição de fibras de polipropileno não influencia de maneira representativa o teor de umidade ótimo do solo. No entanto, de acordo com os mesmos trabalhos, há redução do peso específico seco máximo da composição solo-fibras em relação ao peso específico seco máximo somente do solo (para a mesma energia de compactação).

Contudo Feuerharmel (2000) explica que essa menor compactação se deve ao incremento de atrito interno e porosidade causados pela adição das fibras. Na tentativa de fazer um estudo menos empírico e mais analítico, este autor modela o comportamento de uma pequena fibra comparando-a ao de uma estaca cravada. Desta forma, e ampliando a concepção do problema para fibras aleatoriamente distribuídas pelo maciço de solo, pode-se compreender um pouco melhor o funcionamento desse tipo de compósito. A figura 24 ilustra a análise comparativa utilizando o modelo de estacas cravadas.

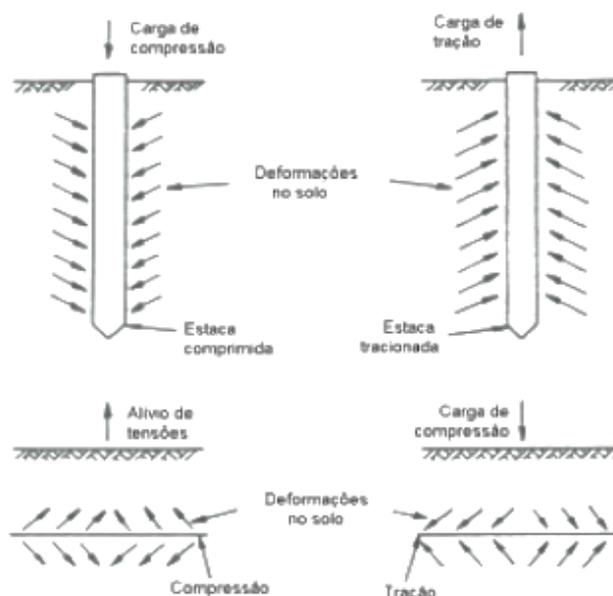


Figura 24 - Comparação de estaca com elemento de reforço de solo.

Fonte: McGOWN et al. (1978) apud FEUERHARMEL (2000).

Em se tratando de investigações experimentais acerca da influência da adição de fibras poliméricas na expansividade de solo, López-Lara et al. (2010) chega aos

seguintes resultados: 46,40% de expansividade para o solo natural e 26,50% de expansividade para o compósito solo-polímero (redução de 19,90 pontos percentuais).

Já Loehret al. (2000), realizando ensaios de expansibilidade variando o teor de fibras no solo, obtém como resultado o que segue na figura 25 (onde nas abscissas encontram-se valores de tempo e nas ordenadas de deformação específica do corpo de prova).

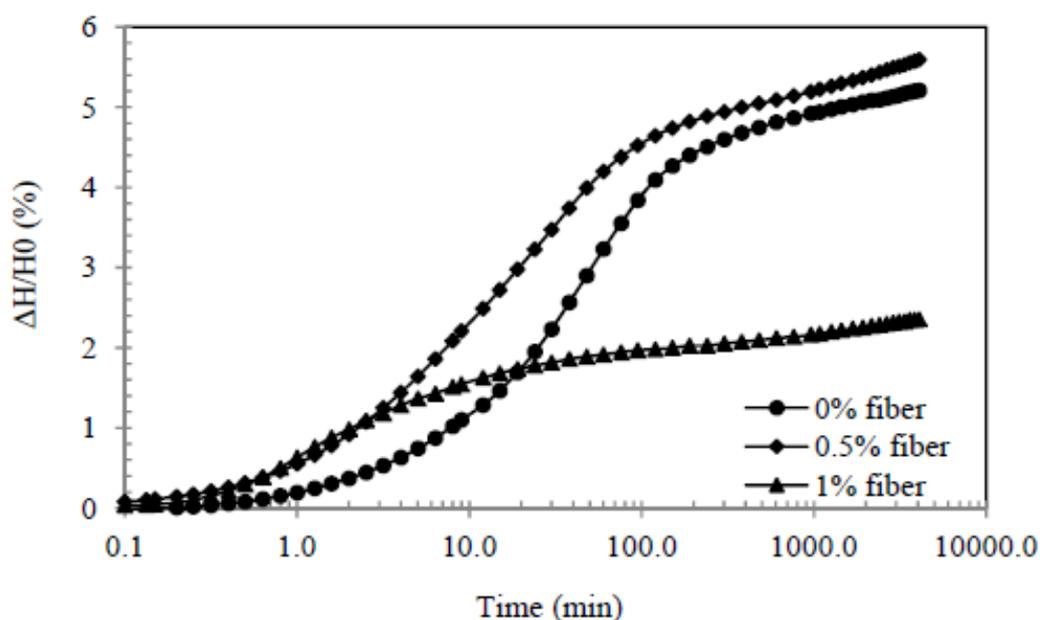


Figura 25 - Porcentagem de expansão para solos reforçados ou não através do tempo de saturação

Fonte: LOEHR et al. (2000) apud MALEKZADEH e BILSEL (2012).

2.6.5.3 Colunas ou estacas

Primeiramente, é valioso destacar que os termos “coluna” e “estaca” muitas vezes se equivalem na literatura geotécnica. Cada autor, em cada situação, prefere uma terminologia à outra. Embora “estaca” seja o nome mais usual no Brasil para esse tipo de estrutura, “coluna” se aproxima mais da terminologia inglesa (*column*) e francesa (*colonne*), por isso é preferida por alguns autores (DOMINGUES, 2006) e será utilizada neste trabalho.

Faz-se interessante lembrar que são inúmeros os materiais e técnicas possíveis para a execução de colunas, mas a maior parte dos conceitos de dimensionamento e funcionamento das mesmas servem para a maior parte das

situações. Numa coluna, independente do material adotado, os parâmetros que mais influenciam no seu desempenho são: resistência normal da coluna; resistência da coluna ao esforço cortante; atrito entre coluna e solo; comprimento de ancoragem da coluna e comprimento da coluna.

Além disso, no caso de aterros, há complementos construtivos que podem ser úteis na execução de colunas, também independentemente da técnica adotada. Por exemplo, é comum o uso de geotêxteis ou geogrelhas encabeçando a malha de colunas, de modo a promover uma melhor distribuição de esforços e travamento ao movimento relativo entre as colunas.

2.6.5.3.1 Colunas de brita

A técnica de colunas de brita tem sido intensivamente utilizada principalmente para ampliar a capacidade de suporte e reduzir a possibilidade de liquefação dos solos (MALARVIZHI e ILAMPARUTHI, 2001). Contudo entende-se que no problema tratado neste trabalho (aterro sobre solo expansivo) as colunas funcionariam de maneira e com funções análogas.

Para Domingues (2006), as colunas têm essencialmente a função de reforço, pois o confinamento imposto pelo solo adjacente gera uma grande capacidade de atrito lateral, que por sua vez gera um incremento considerável na resistência a solicitações verticais e uma redução nas deformações da massa de solo.

Seguem abaixo esquematizadas na figura 26 uma vista em corte e outra em planta do modelo genérico de coluna de brita e os esforços atuantes em uma situação convencional.

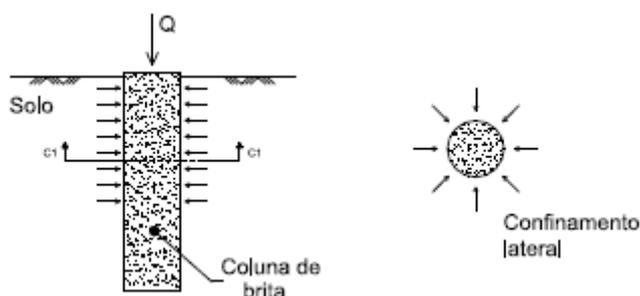


Figura 26- Vistas em a) corte e b) planta do sistema genérico de coluna de brita.

Fonte: DOMINGUES (2006).

No entanto esse tipo de coluna, por ser constituído de material poroso, atua eficazmente em um segundo papel: cria um caminho de baixa pressão para a fuga de água, ou seja, exerce também a função drenante (MALARVIZHI e ILAMPARUTHI, 2001), muito desejada para o problema posto em questão, visto que as variações volumétricas do solo expansivo devem-se, exclusivamente à variação do seu teor de umidade.

Ainda segundo Malarvizhiet al. (2001), uma maneira de extrapolar a eficácia do sistema é revestir a coluna de britas por uma manta geotêxtil. A presença da manta traz significativas melhorias: amplia a resistência da coluna à tração e ao cisalhamento (desejável no caso de solo expansivo, pois na expansão o solo irá tender a tracionar a coluna); ajuda a confinar ainda mais as britas, incrementando a resistência à compressão; e funciona como fase filtrante da água, evitando que a fase drenante (britas) colmate e perca desempenho ao longo da vida útil de projeto.

A técnica pode ser utilizada praticamente da mesma forma utilizando areia no lugar da brita.

2.6.5.3.2 Injeção de jetgrouting

O jetgrouting (figura 27) consiste numa técnica em que jatos de água horizontais e verticais, a altas velocidades, são utilizados para escavar o solo ao mesmo tempo em que bicos horizontais promovem a injeção de calda de cimento de elevada resistência e baixa permeabilidade (MARQUES, 2008).

Ainda segundo Marques (2008), sua execução é dividida em três partes. Na primeira o solo vai gradativamente sendo desagregado pelos jatos de água. Na segunda, o solo desagregado vai se misturando à calda injetada e se espalhando pelos espaços vazios. Na terceira ocorre a cimentação da mistura, quando ocorre a cura do cimento e o material obtém ganhos muito significativos de resistência mecânica.

Num cenário final da execução, há a formação de um contínuo de mistura solo-calda, que age como coluna de reforço.

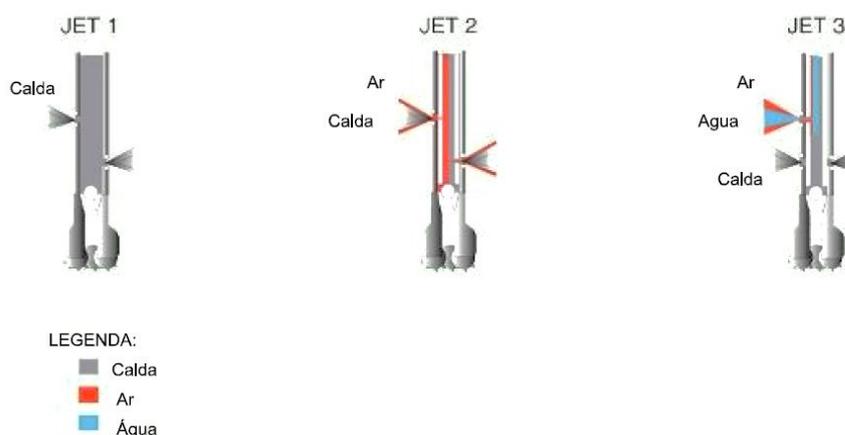


Figura 27 - Jet grouting.

Fonte: MARQUES, 2008.

As vantagens dessa técnica é que ela pode ser aplicada em qualquer tipo de solo; praticamente não é condicionada a conjunturas ambientais da obra; é realizado com equipamentos de pequena dimensão, o que permite o acesso a locais mais difíceis e sem grandes intervenções. Também praticamente não há ruído ou vibrações elevadas (grandes vilões de muitas obras de engenharia geotécnica e de fundações).

2.6.5.3.3 Estaca de trilho

Uma solução interessante é a utilização de trilhos (figura 28) usados como estaca cravada no solo. Esse método se mostra vantajoso na medida em que pode reaproveitar um material que não poderia ser utilizado para sua finalidade inicial, mas que mesmo assim guarda características de resistência adequadas para utilização em obras de infraestrutura. Em se tratando de obras ferroviárias, essa destinação acaba por se mostrar ainda mais interessante, pois este material representa um representativo resíduo da manutenção ferroviária.



Figura 28 - Exemplo de reforço de solo com estaca de trilho.

Fonte: Autoria própria.

2.6.5.3.4 Coluna de solo-cal

Trata-se da melhoria das características de solo local através da adição adequada de cal. No entanto, nesse caso, a mistura seria utilizada para compor uma coluna apiloada que também trabalha estruturalmente como um elemento de reforço mecânico.

2.6.5.3.5 Coluna de solo fibra

Ver item anterior (2.6.5.3.4). A única diferença é que, neste método, o elemento adicionado ao solo a fim de melhorar suas propriedades é a fibra (ver tipos no item 2.6.5.2).

2.6.5.4 Tirantes

Tirantes são elementos chumbados sob pressão num maciço de solo para melhorar as condições gerais de estabilidade do mesmo. São elementos que

funcionam constantemente tracionados, mas que garantem uma ótima resistência ao cisalhamento. Na figura 29 tem-se um exemplo prático de reforço com tirantes.

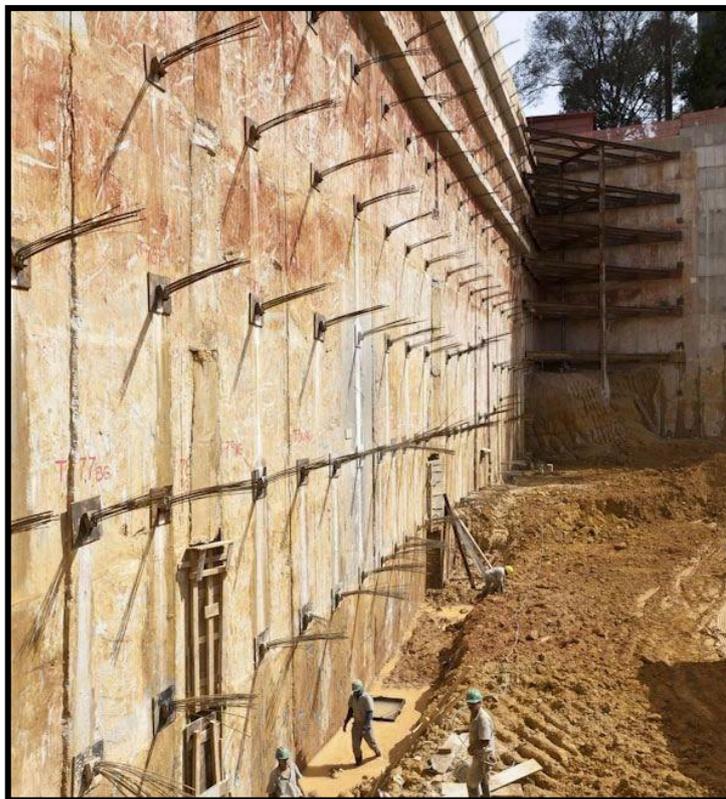


Figura 29 - Exemplo de reforço de solo com tirantes.

Fonte: Site da Revista Techne.

2.6.5.5 Camada de reforço de plataforma

A técnica consiste na ideia de que um solo com más características de suporte apresenta problemas e deficiências principalmente nas suas camadas mais próximas à superfície. Assim, o plano seria remover uma determinada espessura de solo do aterro e recompactá-lo, melhorando de alguma forma suas características de resistência e suporte.

As formas de se promover essa melhoria são várias. Pode-se fazer uma estabilização granulométrica, que é a redistribuição de faixas granulométricas e posterior compactação, que criem um maior fator de empacotamento dos grãos e conseqüentemente melhores resistências. Outra forma são as conhecidas misturas (adição de cal, cimento, fibras, entre outros).

Também é possível aplicar uma camada de brita graduada no topo do aterro, o que dá ao mesmo uma rigidez e capacidade de suporte muito melhores.

Para todos os casos citados, é ainda possível (e bastante viável), instalar uma camada de geossintético (geogrelha ou geotêxtil) abaixo desta camada de reforço. Executivamente, neste caso, é aconselhável o envelopamento da camada com o geossintético, a fim de dar um caráter monolítico a este compósito de reforço.

3 PROPOSIÇÃO

Afirma-se nesse item o porquê do interesse no solo expansivo identificado na ferrovia do Paraná. Nos próximos itens são apresentados detalhes do histórico, situação e proposta.

3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

O trecho em estudo faz parte do segmento ferroviário do corredor de exportação que liga Maringá a Paranaguá. Mais especificamente, ele vai de Curitiba - Estação de Iguazu (LIC) no km 116 - até a Estação de Araucária (LAR) no km 132, que possui uma extensão de 16 km e faz parte da variante ferroviária construída no final do século XIX. O solo natural da região é de baixa resistência e, também, contém um solo de argila expansiva, sobre os quais foram construídos os aterros na época.

Este tipo de solo compromete o desempenho do aterro ferroviário, uma vez que submetido à umidade sofre alterações volumétricas que desencadeiam o desnivelamento da via. Isso prejudica o tráfego dos trens pela redução de velocidade das máquinas e pelo risco à segurança dos comboios e, portanto gera necessidade de constantes intervenções corretivas de forma manual ou mesmo mecanizada.

Somente uma parcela do trecho (alcance de aproximadamente 38 quilômetros) entre Engenheiro Bley (LEB) - km 170- e Araucária (LAR) - km 132 – obteve um bom tratamento do solo resultando numa infraestrutura de melhor qualidade de suporte e execução. A partir do km 132+000 até km 116+117 (aproximadamente 16 km) os aterros mantiveram uma qualidade inferior e a

plataforma foi construída com o solo expansivo, sem tratamento.

Em 1987 um grupo de engenheiros residentes da RFFSA, Rede Ferroviária Federal S.A., propôs uma solução de estaca com solo-cal. A ideia foi aplicada num intervalo de 200 metros entre o km 126+600 e o km 126+800. Os resultados foram positivos, mas não houve outras iniciativas de melhoria desde então.

Não foram encontradas referências da origem do solo para a construção do aterro. Portanto, alguns dos ensaios de caracterização geotécnica e geológica foram realizados tanto com o solo do aterro quanto com o solo da base, para que se conhecessem as diferenças ou similaridade e assim se pudesse ter um indício da origem do solo do aterro. Em outras palavras, assim seria possível saber se o solo utilizado na construção do aterro foi coletado de uma jazida ou corte próximos.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Para estudos geotécnicos deve-se inicialmente compreender os termos e conceitos substanciais da análise em questão. Além disso, por se tratar de um estudo de caso tornou-se fundamental o conhecimento da situação-problema.

A partir disso, coletou-se o material de interesse na proporção adequada para atender aos ensaios previstos. Um cuidado importante foi o armazenamento desse material em local apropriado.

O primeiro passo do estudo foi caracterizar o solo. Isso foi feito em duas partes: no campo e no laboratório. No campo houve dois ensaios básicos que proporcionaram dados aproximados com o *status in situ*: ensaio de umidade (coleta de material em cápsula para posterior pesagem) e ensaio para determinar a densidade natural (“frasco de areia”).

Na sequência, os ensaios em laboratórios necessários para o estudo foram:

- a) Granulometria (peneiramento e sedimentação);
- b) Determinação do peso específico real dos grãos (Gs);
- c) Determinação dos Limites de Atterberg (liquidez e plasticidade);
- d) California Bearing Ratio (CBR);
- e) Expansibilidade;

- f) Contração;
- g) Cisalhamento direto;
- h) Fluorescência;
- i) Difratometria.

Sendo que os ensaios a – g podem ser classificados em diretos, pois medem objetivamente o índice que se pretende verificar. Os últimos dois ensaios (h, i) são considerados indiretos porque interpretam uma característica física ou uma composição química que resulta em um índice físico.

Com os resultados dos ensaios obtiveram-se informações suficientes para análise e decisão dos métodos de estabilização que poderão ser adotados. A partir desses dados discorre-se sobre a viabilidade e a eficácia de cada um deles.

Em suma, esta é a estrutura guia para o desenvolvimento do trabalho.

4.1 COLETA DO SOLO

Para o adequado estudo de caracterização do solo, foi estimada uma quantidade de 60 kg necessária de material para que se conseguisse fazer todos os ensaios previstos.

Primeiramente retirou-se a camada vegetal de uma área suficiente para o encaixe do recipiente utilizado para o ensaio do frasco de areia. Após a realização dele, com o auxílio de um trado manual, foi aberto um buraco e armazenaram-se as amostras em sacos de estopa. Um alicate com uma balança pouco precisa pôde ser utilizado para verificar a chegada à quantidade desejada.

Destaca-se que uma parte diminuta da amostra foi armazenada em uma pequena cápsula lacrada, pretendendo que se realizasse a medição do teor de umidade de maneira mais aproximada à situação natural.

Houve necessidade de coleta de material do aterro e da base do mesmo (figura 30).



Figura 30 - Coleta de solo no local de estudo.

Fonte: Autoria própria.

4.2 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

Mostrou-se importante conhecer as dimensões e características geométricas de seção transversal do aterro ferroviário em análise. Para isso foi necessário realizar um levantamento altimétrico da seção transversal, com o auxílio de uma estação total.

Também, a critério de melhorar a acessibilidade e identificação da região estudada, foram coletadas, com um GPS de navegação, suas coordenadas geográficas (longitude, latitude e altitude).

4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A fim de se conhecer o comportamento do maciço de solo *in loco*, fez-se essencial a caracterização geotécnica e geológica do solo estudado através de uma ampla gama de ensaios, de campo e laboratório.

Como não se conhecia a origem do solo do aterro e conseqüentemente as suas diferenças ou semelhanças com o solo natural da base, os principais ensaios

de caracterização tiveram de ser realizados em paralelo com os dois tipos de solo, a fim de identificar a verdadeira origem do problema que ocasionava no desnivelamento da ferrovia.

Também, com a finalidade de se conhecer com mais precisão o comportamento real do solo estudado, foram coletadas amostras indeformadas, com a ajuda de tubos de PVC cravados no solo e posteriormente retirados com a amostra dentro. O transporte teve de ser feito com o cuidado de não se quebrar as amostras, e os ensaios que foram feitos com essas amostras mantiveram-nas dentro do tubo de PVC.

4.3.1 Ensaios de campo

4.3.1.1 Ensaio de teor de umidade

Trata-se de um dos mais simples ensaios de solos, e consiste na medida da quantidade de água (em termos de porcentagem do peso de solo seco) presente no solo.

Isso foi conseguido fazendo-se duas medidas de massa de determinado solo, intercalados por um período em que o material fica armazenado numa estufa a cerca de 100C. Conhecendo-se a massa de solo antes (figura 31) e depois do período na estufa (e conseqüente secagem), foi possível saber qual a proporção de sua massa era relativa à água presente no material. Dividindo-se a massa de água pela massa remanescente de solo (seco), obteve-se o teor de umidade.

Essa informação adquire importância na medida em que foi possível conhecer a condição a que o material estava sujeito no momento do ensaio, ou seja, em condições naturais. Com isso foi possível saber como ele se comporta no ambiente real e reproduzir essas condições mais adequadamente em laboratório.

Então, tanto em campo como a cada ensaio laboratorial, foram retiradas amostras e com elas foi descoberto o teor de umidade existente.



Figura 31 - Cápsulas usadas para ensaio de teor de umidade.

Fonte: Autoria própria.

4.3.1.2 ENSAIO DE DENSIDADE NATURAL

A determinação da densidade natural (figura 32) do solo foi feita pelo ensaio do “frasco de areia”, segundo metodologia descrita pelo DER na ME 092/94.

Em se tratando do caso de um aterro, foi interessante realizar o ensaio no solo do aterro e no de sua base, a fim de entender as diferenças de compactação entre elas.

A densidade natural foi um dos principais parâmetros estudados neste trabalho, pois como é de conhecimento geral no meio geotécnico, muitas das características mecânicas dos solos se alteram quando muda o grau de compactação do material.



Figura 32 - Ensaio do frasco de areia.

Fonte: Autoria própria.

4.3.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

4.3.2.1 Granulometria (Peneiramento e Sedimentação)

O ensaio de granulometria (figura 33) permite identificar a distribuição do tamanho das partículas constituintes do solo. Foi feito com base na NBR 7181/84, seguindo tanto sua metodologia de peneiramento como de sedimentação.

A caracterização granulométrica foi feita com o solo do aterro e da base do aterro. Através disso, pôde-se comparar a distribuição da granulometria entre os dois tipos de solo.



Figura 33 - Ensaio densidade natural.

Fonte: Autoria própria.

4.3.2.2 Determinação do peso específico real dos grãos (G_s)

O ensaio para a determinação do peso específico real dos grãos foi feito em concordância com a NBR 6508/84, conforme ilustram figuras 34 e 35.

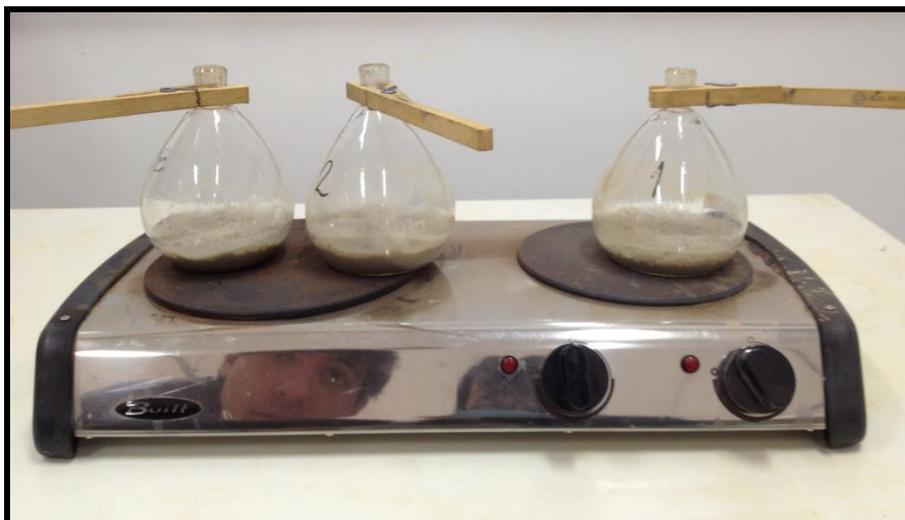


Figura 34 - Pícnômetros usados no ensaio de determinação do peso específico real dos grãos.

Fonte: Autoria própria.



Figura 35 - Ensaio para determinação do peso específico real dos grãos.

Fonte: Autoria própria.

4.3.2.3 Determinação dos Limites de Attemberg

Para a determinação dos limites de consistência do solo foram utilizadas as normas NBR 6459/80 e 7180/82, para limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente.

4.3.2.4 California Bearing Ratio– CBR

O ensaio do Índice de Suporte Califórnia (ISC, ou California Bearing Ratio -

CBR) foi feito seguindo a metodologia descrita na NBR 9895/87.

Para simular a situação real de campo, este ensaio teve de ser feito com um corpo de prova moldado no mesmo peso específico encontrado *in situ* (figura 36).



Figura 36 - Ensaio de CBR.

Fonte: Autoria própria.

4.3.2.5 Expansibilidade

Para medição da variação volumétrica em porcentagem utilizou-se a metodologia descrita pela norma NBR 9895/87.

Para simular a situação real de campo, este ensaio teve de ser feito com um corpo de prova moldado no mesmo peso específico encontrado *in situ*.

O ensaio também foi realizado, de modo diferente ao previsto na NBR 9895/87, com as amostras de solo indeformado. Nesse caso, a amostra, junto com o tubo de PVC que a envolvia e na qual foi coletada, foi colocada num recipiente fechado, onde fosse permitida a troca de água através dos dois lados abertos do tubo (onde foram colocadas pedras porosas). A amostra foi inundada e um extensômetro utilizado para medir deformações ao longo do período de inundação. Obteve-se o teor de umidade antes e depois do ensaio, além da variação percentual na altura do corpo de prova.

Em nenhum dos casos (solo indeformado e moldado no molde CBR) foram

colocados sobrepesos no corpo de prova. Assim, a medida foi de expansão livre em ambos os casos.

4.3.2.6 Contração

No ensaio de contração foi identificado o índice de contração, que é a diminuição diametral, em termos percentuais, de um corpo de prova em forma de anel.

Um corpo de prova foi moldado segundo procedimento para ensaio de CBR, na mesma densidade encontrada em campo, (num molde grande). Foi então talhado um disco com o auxílio de um anel metálico. Foi medido o diâmetro inicial do disco de solo e o material foi deixado para secagem à umidade higroscópica. Após equilíbrio de umidade (cerca de 96 horas), mediu-se novamente o diâmetro do disco. Em seguida, o material foi seco em estufa até estar absolutamente seco, situação na qual também foi medido seu diâmetro.

A variação diametral (em termos percentuais) representa o grau de contração deste solo (figura 37 e 38).

Para execução do ensaio de contração referencia-se Stancatiet *al.* (1981).

O ensaio também foi realizado, de modo não normatizado, com as amostras de solo indeformado. Nesse caso, a amostra, junto com o tubo de PVC que a envolvia e na qual foi coletado, foi deixada secar em umidade higroscópica e, após o equilíbrio, foi medido seu diâmetro. Obteve-se o teor de umidade antes e depois do ensaio. Da mesma maneira, a diminuição percentual de diâmetro representou o índice de contração.



Figura 37 - Amostra de solo após ensaio de contração.

Fonte: Autoria própria.



Figura 38 - Amostra de solo indeformada após ensaio de contração.

Fonte: Autoria própria.

4.3.2.7 Cisalhamento direto

Para o ensaio de cisalhamento (figura 39) direto foi tomada como base a norma D3080-11 da ASTM.

Para simular a situação real de campo, este ensaio teve de ser feito com um corpo de prova moldado no mesmo peso específico encontrado *in situ*.

A velocidade de deslocamento horizontal utilizada no ensaio foi de 1 mm/minuto.



Figura 39 - Ensaio do cisalhamento direto.

Fonte: Autoria própria.

4.3.2.8 Fluorescência

A metodologia adotada para a execução do ensaio de fluorescência de raio X é a descrita por Scapin (2003).

A caracterização foi feita com o solo do aterro e da base do aterro. Através disso, pôde-se comparar os resultados entre os dois tipos de solo.

O ensaio de fluorescência (figura 40 e 41) foi realizado pelo Grupo de Pesquisa em Espectrologia por Fluorescência de raios X do Laboratório de Física Nuclear Aplicada da Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Os detalhes do ensaio estão descritos no parecer técnico fornecido em anexo.

A técnica é chamada de Fluorescência de raios X por dispersão de energia (EDXRF, na sigla em inglês). A medida feita é a detecção de fótons de raio X

emitidos pelos átomos da amostra, após excitados por uma fonte externa. Foi utilizado o ácido bórico como agente quelante, permitindo a detecção de átomos de baixa concentração, para a chamada "Condição 01". A "Condição 02" ocorreu sem nenhum tratamento químico.



Figura 40 - Ensaio de fluorescência - AMOSTRA A (aterro).

Fonte: Autoria própria.

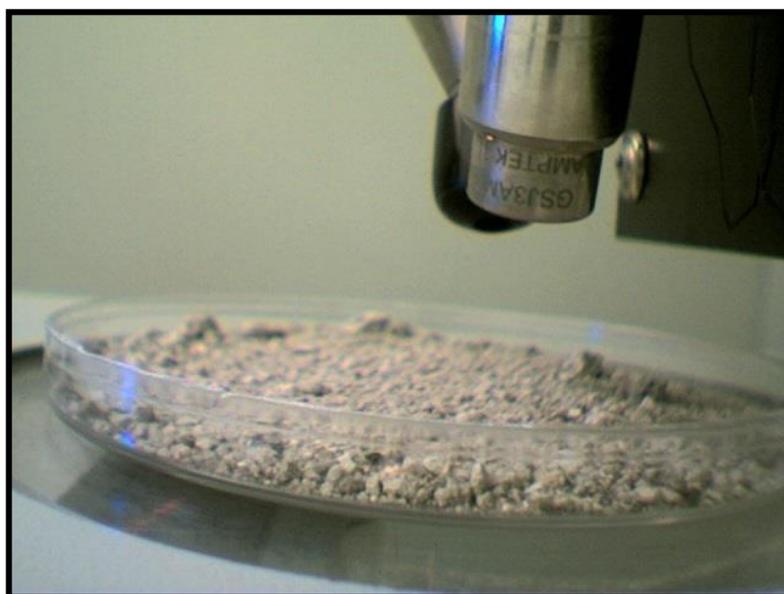


Figura 41 - Ensaio de fluorescência - AMOSTRA B (base).

Fonte: Autoria própria.

4.3.2.9 Difratometria

A difratometria de raio X consiste na técnica de caracterização microestrutural de materiais cristalinos que pode ser aplicada em diversos campos, mais especificamente na engenharia e ciência dos materiais.

Os raios X ao atingirem um material podem ser espalhados elasticamente, sem perda de energia pelos elétrons de um átomo (dispersão ou espalhamento coerente). O fóton de raios X, após colisão com o elétron, muda sua trajetória mantendo, porém, a mesma fase e energia do fóton incidente. Sob o ponto de vista da física ondulatória, pode-se dizer que a onda eletromagnética é instantaneamente absorvida pelo elétron e reemitida; cada elétron atua, portanto, como centro de emissão de raios X (CULLITY, 1978). A execução é descrita pelo mesmo autor.

A caracterização difratométrica foi feita com o solo do aterro e da base do aterro. Através disso, pôde-se comparar os resultados entre os dois tipos de solo.

4.4 MODELAGEM E ESTABILIDADE DO ATERRO

Através do levantamento topográfico, dos ensaios de campo e de laboratório, foram levantadas e descobertas muitas características presentes e ativas na situação-problema dada. Um próximo passo crucial foi a modelagem do aterro num software que pudesse representar de maneira adequada as condições mecânicas de sua estabilidade e que dessas condições de comparar com possíveis estabilizações a serem testadas.

O software escolhido foi o Geo-Slope (do GeoStudio), que faz análises de estabilidade através de diversos métodos de equilíbrio limite, permite a entrada de variáveis como linha piezométrica, carregamentos e ainda simula potenciais elementos de reforço, como tirantes, colunas e contenções.

Entrou-se no software com as características topográficas e mecânicas do solo estudado, tanto de base como do aterro (peso específico, ângulo de atrito interno e coesão). Assim, puderam-se simular as condições de segurança (estabilidade) do aterro nas mais variadas hipóteses: com ou sem carregamento do trem (utilizado o trem tipo operacional mais pesado usado no trecho); com ou sem elevação da linha piezométrica acima da base do aterro (admitindo-se uma melhor

ou pior condição de drenagem); com ou sem elementos de reforço; deslizamento de uma face (esquerda) ou de outra (direita) do aterro.

Dessa forma, para cada hipótese investigada, obteve-se um fator de segurança correspondente. Assumindo como ideal um fator de segurança (FS) de 1,5 (aceitável para muitas obras em geotecnia), houve condições de se conhecer em quais situações (ou hipóteses) faz-se necessária alguma intervenção de engenharia no sentido de melhorar a segurança e as situações de desempenho da via.

4.5 DEFINIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO

Com base no referencial teórico levantado sobre quais os tipos e formas de solução existentes para problemas semelhantes ou correlatos registrados no histórico geotécnico (propostas de soluções para problemas com solos expansivos, reforço de solos moles etc.), foram listadas aquelas intervenções que poderiam ser implantadas neste estudo de caso, conhecida a natureza e condições do problema em questão.

Ainda, a partir da modelagem e análise explanadas no item anterior, foi possível entender quais tipos de intervenção teriam maior ou menor efeito na correção do problema levantado e, portanto, teriam maior ou menor sentido em serem aqui discutidos e propostos.

Também, da etapa de modelagem saíram parâmetros de dimensionamento que se aplicam às mais diversas naturezas de correção. Dessa forma, é dada a resistência e detalhamento necessários para cada tipo de solução (estacas, tirantes, camada de reforço) sem necessidade de definir qual material ou metodologia construtiva deve ser utilizada. O dimensionamento é universal, deixando apenas parâmetros de projeto a serem respeitados na execução.

Em seguida foi de crucial importância o estabelecimento de critérios de apoio à decisão, haja visto que há intervenções ou soluções que não podem ser implantadas conjuntamente. Da mesma forma, as diversas soluções apresentam diferentes vantagens e desvantagens técnicas, econômicas, ambientais etc. que precisam ser discutidas antes de se eleger uma conjuntura mais viável e eficaz. Há de se definir critérios objetivos que auxiliem a partir à etapa de dimensionamento de forma segura e racional.

Todos os critérios que devem entrar nessa avaliação são essencialmente comparações entre as opções existentes. Devem estar inclusas nessa etapa, discussões de:

- a) viabilidade econômica e financeira, tanto a curto quanto a longo prazo: qual o custo de implantação da solução e o posterior custo de manutenção;
- b) dificuldades técnicas de implantação: se é necessária ou não a remoção do aterro, se são necessários equipamentos especiais ou de difícil obtenção etc., quais são as possíveis complicações executivas que cada solução pode proporcionar;
- c) segurança: quais as diferenças de segurança dos trabalhadores na execução de cada tipo de solução e qual a segurança do funcionamento do transporte após a medida corretiva;
- d) impacto ambiental: se há algum risco de contaminação ou desequilíbrio ambiental;
- e) qualidade e durabilidade: dentre as soluções previstas, quais apresentam melhor qualidade e que tipo de medidas tornaram a obra mais durável;
- f) tempo de execução: quais soluções proporcionam uma maior produtividade e conseqüentemente menor tempo de intervenção na via, possibilitando uma maior ou menor oneração à empresa concessionária;
- g) gestão do conhecimento: qual método proposto pode incrementar mais o estado da arte e talvez ser utilizado com maior abrangência em outros desafios de engenharia.

Tendo-se discutindo com seriedade os pontos apresentados acima, é possível definir com maior clareza quais são as opções, dentre todas as estudadas na literatura, mais apropriadas e que trazem os maiores benefícios ao devido funcionamento da ferrovia em questão.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados que foram encontrados para cada uma das etapas da metodologia proposta. Esses resultados serão discutidos os significados destes resultados e o que eles impactam no escopo deste trabalho.

Para maiores detalhes dos cálculos e tabelas complementares utilizadas na obtenção dos resultados, deve-se consultar o anexo E.

5.1 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

O levantamento topográfico foi realizado com auxílio de uma estação total e equipe habilitada para tal serviço. Após coleta de dados uma seção transversal foi traçada com as dimensões do aterro que está representada na figura 42 abaixo:

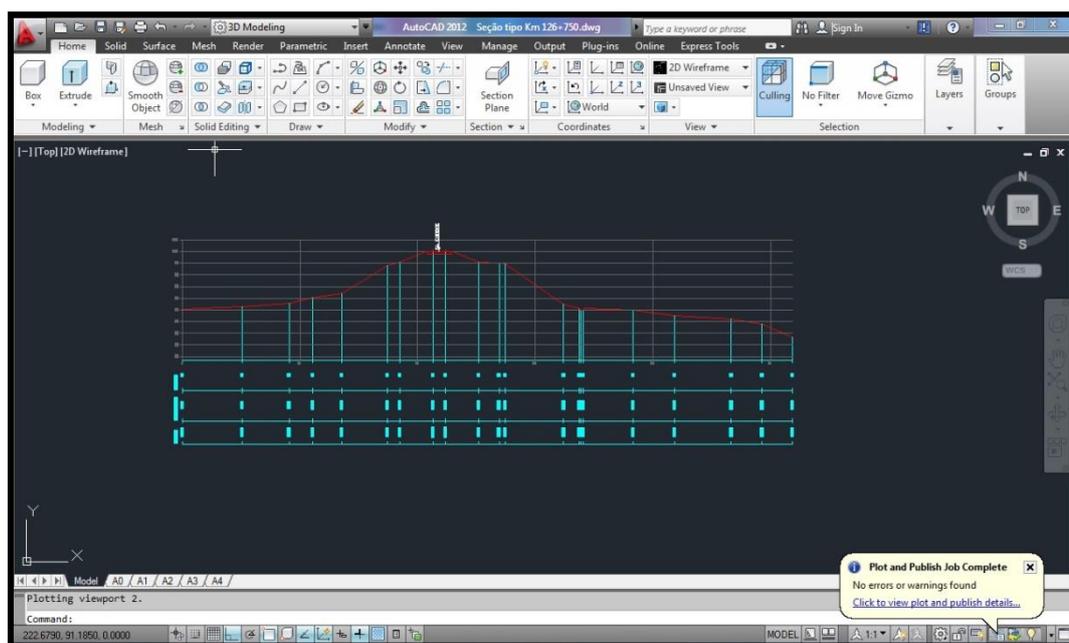


Figura 42 - Seção topográfica em software AutoCAD.

Fonte: Autoria própria.

Na mesma visita foi coletado informações de latitude, longitude e altitude referenciadas na tabela 7 abaixo.

Tabela 7- Informações coletadas na visita em campo: latitude, longitude e altitude

	GMS		UTM - Fuso 22	
Latitude	-25° 33' 7"	25.5520S	E	2705859.8509
Longitude	-49° 20' 47"	49.3465W	N	262134.937626
Altitude	897 m	2942.91 ft	Altitude	897 m

Fonte: Autoria própria.

5.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

5.2.1 Ensaios de campo

5.2.1.1 Ensaio de teor de umidade

Na primeira coleta, os teores de umidade encontrados foram de 27,78%, 28,07% e 29,15% respectivamente para a superfície, a camada intermediária e a camada mais profunda. Depois de transportado, a umidade medida foi de 31,89%. Na segunda coleta, a umidade foi de 19,42%.

5.2.1.2 Ensaio de densidade natural

O ensaio de densidade natural, realizado pelo frasco de areia, resultou em uma massa específica seca de 1,32 e 1,12 gramas por centímetro cúbico para o aterro e berma, respectivamente. Os teores de umidade foram de 27,78% e 19,42%, respectivamente para aterro e base. A densidade natural é usual para solos com baixo grau de compactação. A umidade pode ter variado de acordo com a altura, mas, principalmente, devido à variação devido a coletas feitas em dias diferentes.

5.2.2 Ensaios laboratoriais

5.2.2.1 Granulometria (Peneiramento e Sedimentação)

A granulometria, composta pelos ensaios de peneiramento e sedimentação resultou na figura 43:

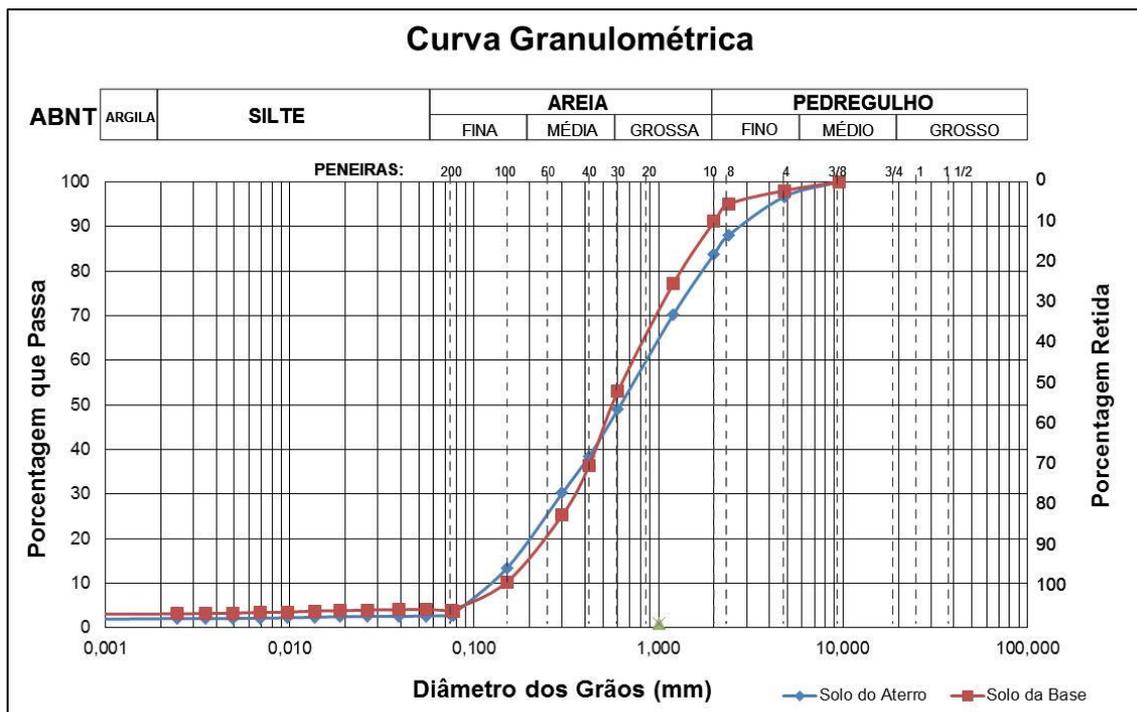


Figura 43 - Distribuição granulométrica

Fonte: Autoria própria.

A curva resultante é típica de uma areia, porém o resultado do ensaio de granulometria pode ter sido influenciado pelo destorroamento das amostras. Visto que o solo se mostrava extremamente coeso quando umedecido e posteriormente seco, tendo aparência de rocha. O destorroamento, feito com soquete e almofariz, foi interrompido arbitrariamente, e torrões que talvez pudessem ter sido desfeitos permaneceram, dando a impressão de grãos maiores.

A execução do peneiramento de uma amostra, mesmo que pequena, poderia aumentar a confiabilidade do resultado, registrando uma concentração mais próxima à real de grãos finos.

Tem-se, portanto, contemplando todas as considerações, um solo argiloso com presença, também de grãos de areia.

5.2.2.2 Determinação do peso específico real dos grãos (Gs)

O ensaio determinou para a densidade real dos grãos um valor de 2,411 gramas por centímetro cúbico. O valor é considerado comum para solos, apresentando-se levemente abaixo do esperado. Os motivos para o desvio podem

ser vários, por exemplo, a presença de matéria orgânica.

5.2.2.3 Determinação dos Limites de Attemberg

O limite de liquidez para o solo estudado foi de em 56,27% conforme ilustra o gráfico 44.

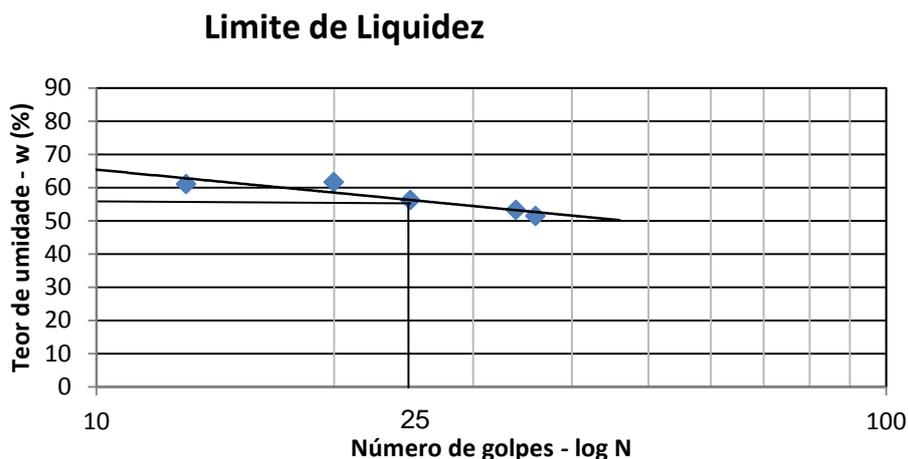


Figura 44 - Limite de Liquidez

Fonte: Autoria própria.

O ensaio de limite de plasticidade resultou em 25,45%.

Subtraindo os resultados, tem-se um Índice de Plasticidade de 30,82%, valor bastante elevado, indicando um solo com larga fase plástica, comportamento comum em argilas.

Pode-se ainda perceber que, quando o solo está próximo à saturação (na densidade encontrada *in situ*) ele está em sua fase plástica. Em algumas coletas de solo pôde-se perceber que ele estava nessa fase.

5.2.2.4 California Bearing Ratio – CBR

O ensaio para o índice de suporte Califórnia resultou na figura 45 para tensão vs. penetração. E em um CBR de 0,71%. Trata-se de um valor extremamente baixo, mesmo nas condições metodológicas em que foram realizadas as medições.

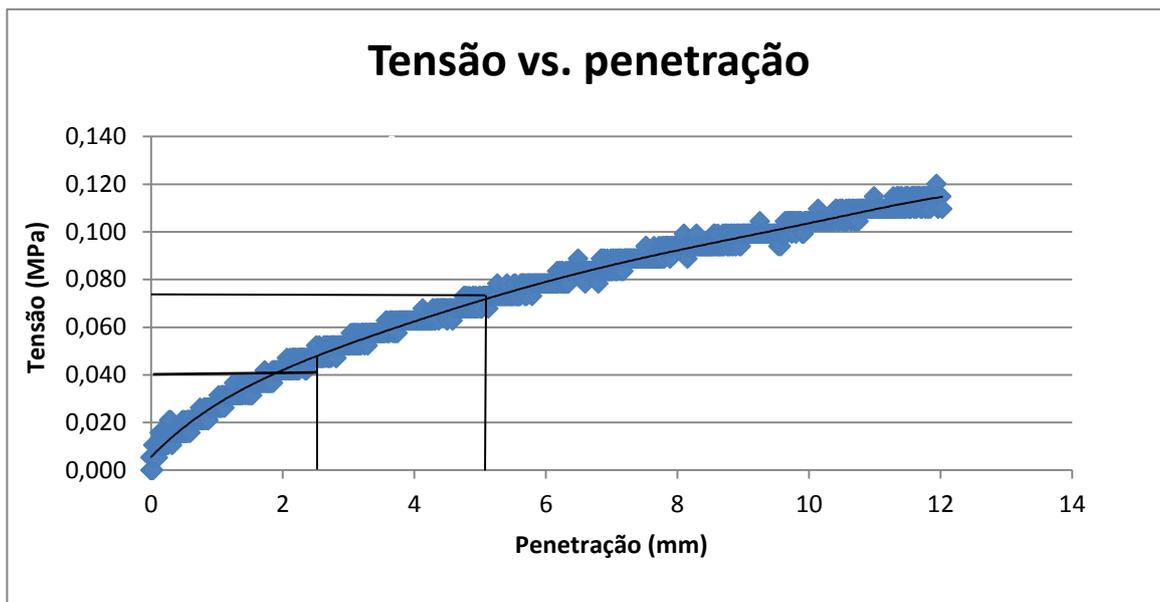


Figura 45 - Tensão vs. Penetração durante o ensaio CBR

Fonte: Autoria própria.

5.2.2.5 Expansibilidade

O ensaio de expansibilidade feito conforme a norma resultou em uma expansão de 6,05%, quando a umidade passou de 25% para 30,17%. Trata-se de um valor elevado que já é considerado danoso para estruturas dependentes do solo.

Para o ensaio com a amostra de solo indeformado, o resultado das leituras nos extensômetros ao longo do tempo pode ser visto na figura 46.

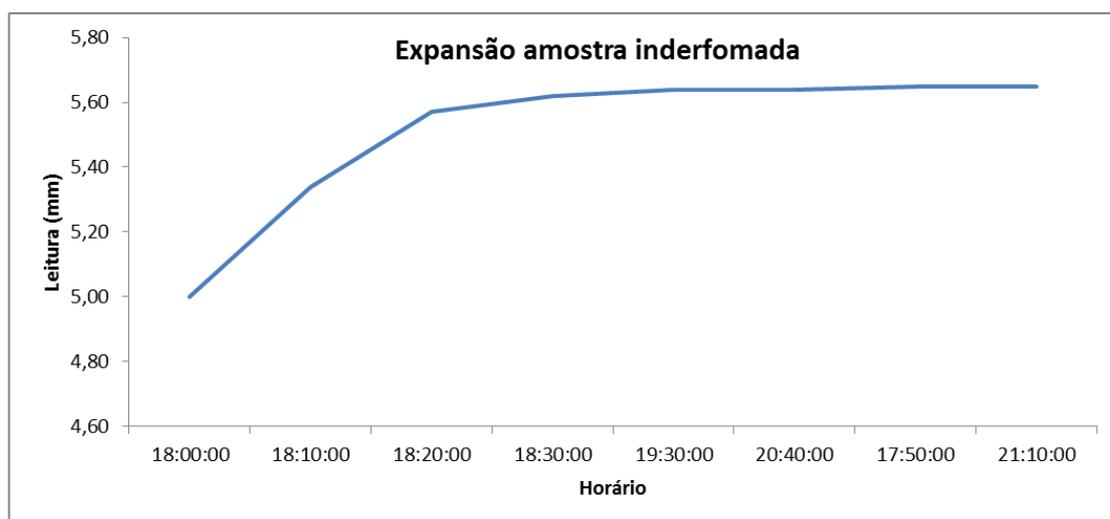


Figura 46 - Expansão da amostra indeformada

Fonte: Autoria própria.

A expansão da amostra indeformada, portanto, foi de 3,01%. A diferença entre os valores pode ser explicada pelas condições do ensaio da amostra indeformada. O estado de confinamento dentro do tubo de PVC contribuiu para o resultado mais tímido. Além disso, o volume ensaiado se mostrou pequeno demais para que a coleta de resultados se mostrasse suficientemente sensível.

5.2.2.6 Contração

O limite de contração encontrado a partir do ensaio foi de 21,55%. E a contração em relação ao diâmetro inicial foi de 7,02%. Os valores encontrados são comuns para argilas e a contração se mostra condizente com a expansão.

5.2.2.7 Cisalhamento direto

A figura 47 mostra, no eixo vertical, a tensão cisalhante e, no eixo horizontal, o tempo para as diferentes cargas na fase de cisalhamento.

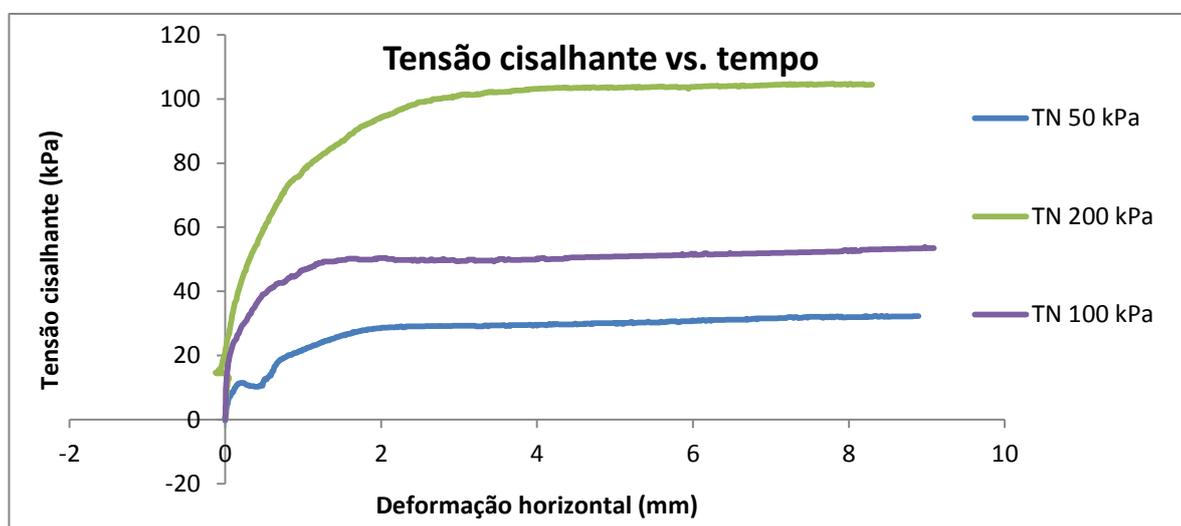


Figura 47 - Tensão cisalhante vs. Tempo

Fonte: Autoria própria.

A figura 48 mostra, no eixo vertical, a deformação vertical e, no eixo horizontal, o tempo durante a fase de adensamento.

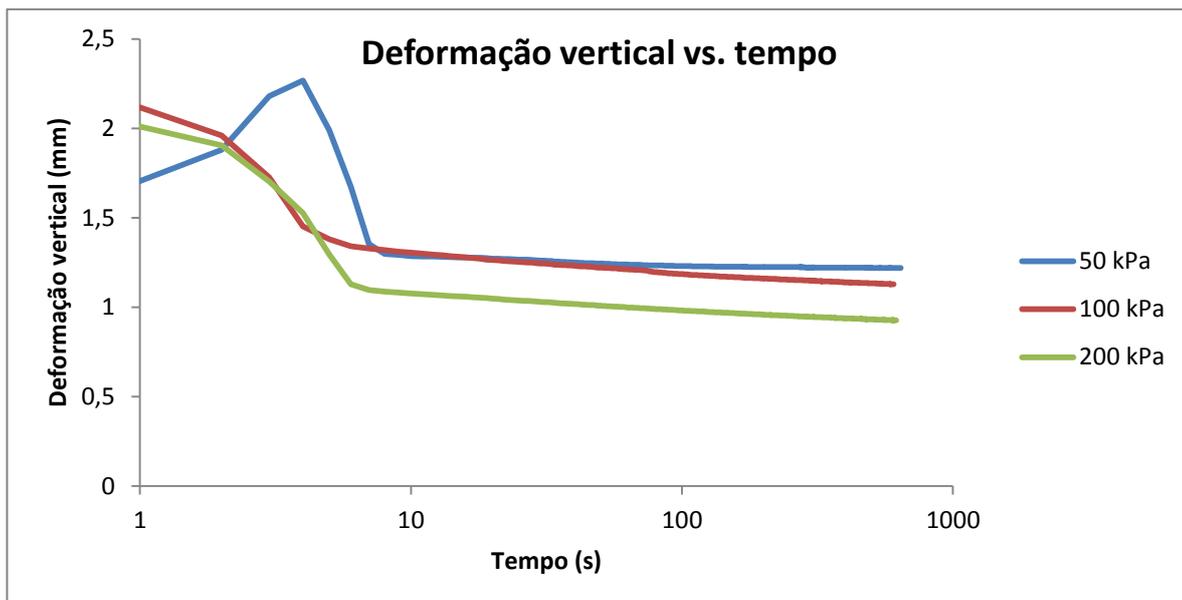


Figura 48 - Deformação vertical vs. Tempo

Fonte: Autoria própria.

A partir desses gráficos, são encontrados os pontos para traçar o gráfico que mostra a correção entre a tensão cisalhante e a tensão normal, de onde se deduz o ângulo de atrito e a coesão, permitindo calcular a resistência ao cisalhamento. A figura 49 mostra essa correlação.

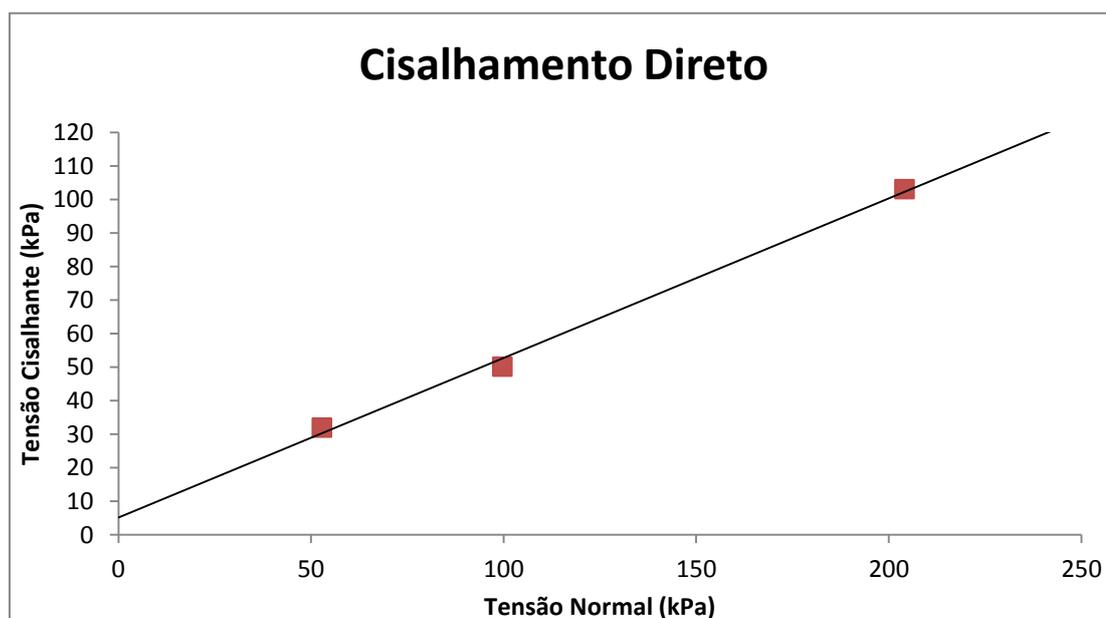


Figura 49 - Pontos obtidos no ensaio de cisalhamento direto

Fonte: Autoria própria.

O valor encontrado para a coesão foi de 5,07 KPa e para o ângulo de atrito, 25,47 graus.

5.2.2.8 Fluorescência

O resultado do ensaio é um gráfico que mostra, no eixo X, a energia dos fótons detectados, e, no eixo Y, a contagem das emissões. Os gráficos para as amostras A (aterro) nas condições 01 e 02, e amostra B (base) nas condições 01 e 02, são mostrados respectivamente nos gráficos 50, 51, 52 e 53.

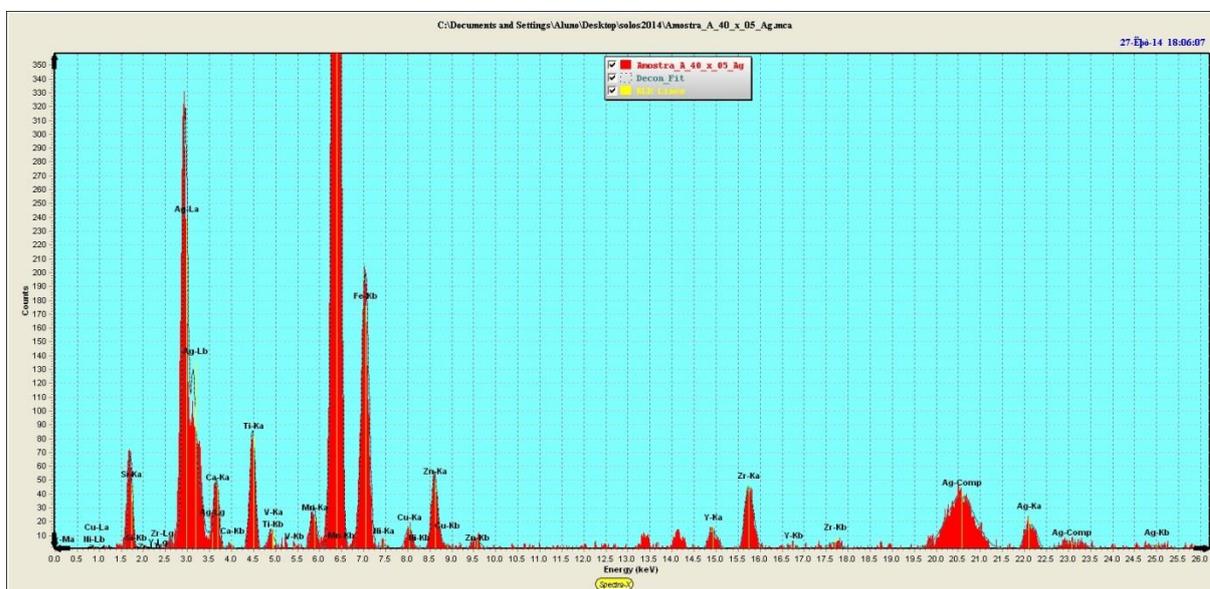


Figura 50 - Resultado do ensaio fluorescência analisado - AMOSTRA A (aterro)

Fonte: Autoria própria.

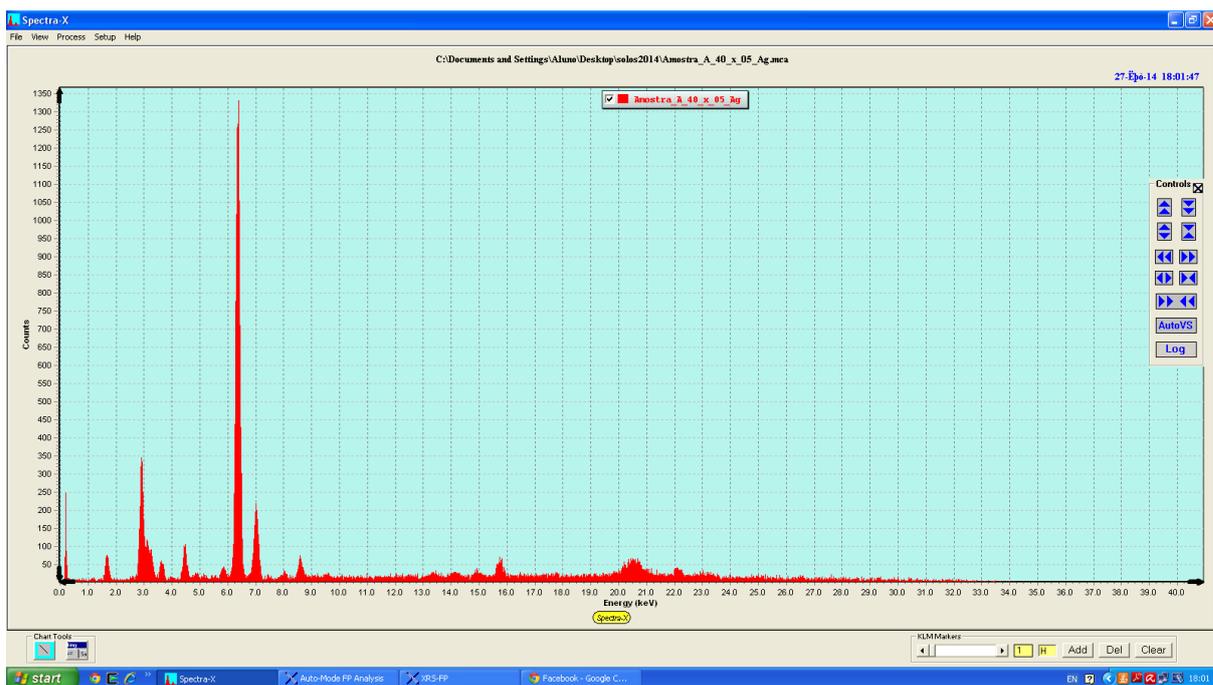


Figura 51 - Resultado do ensaio fluorescência bruto - AMOSTRA A (aterro)

Fonte: Autoria própria.

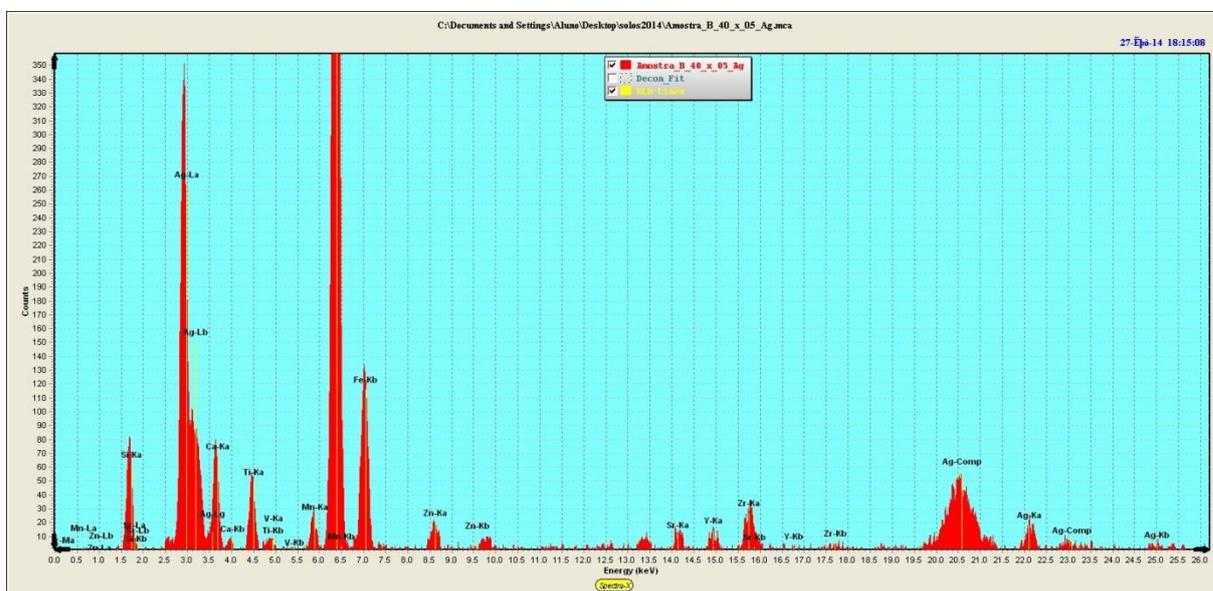


Figura 52 - Resultado do ensaio fluorescência analisado - AMOSTRA B (base)

Fonte: Autoria própria.

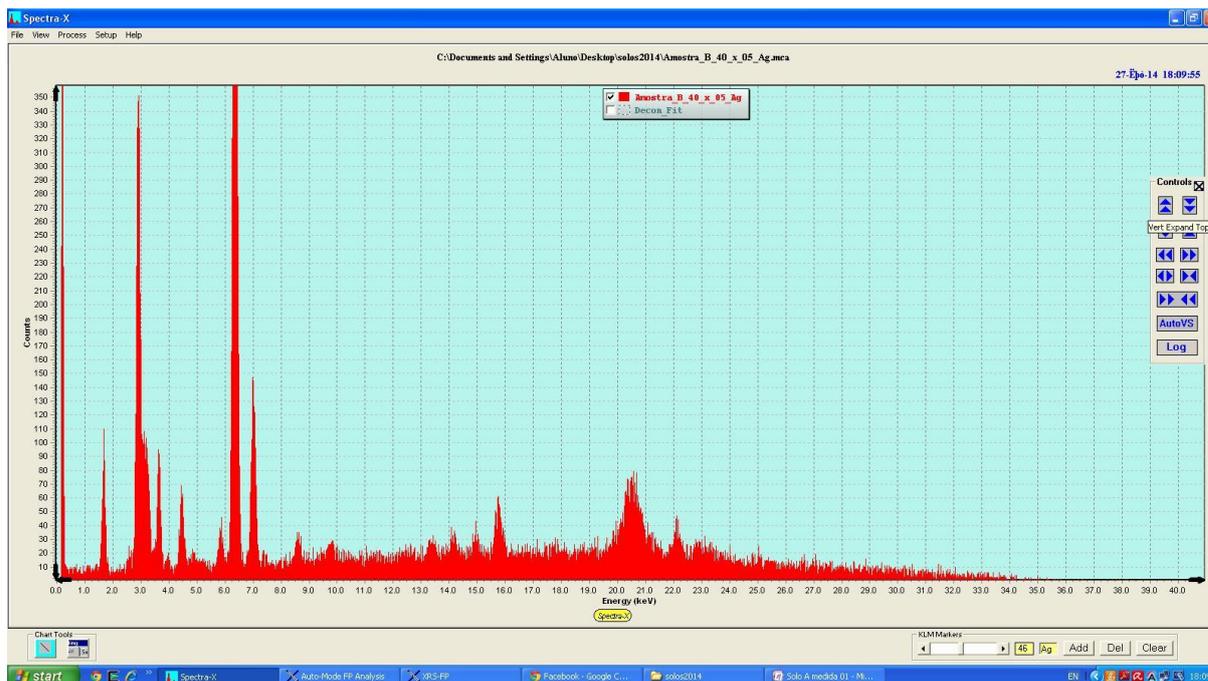


Figura 53 - Resultado do ensaio fluorescência bruto - AMOSTRA B (base)

Fonte: Autoria própria.

Duas considerações devem ser feitas para analisar os gráficos. Primeiro, as leituras de prata se devem ao alvo utilizado, não sendo componentes, portanto, das amostras. Segundo, o argônio, também presente em picos nos gráficos, é resultado de sua presença no ar e, portanto, não pertencendo, também, às amostras.

Feitas essas considerações, a análise dos gráficos mostra a presença dos mesmos elementos, exceto pelo níquel, que ocorre no aterro, mas não na base. Os elementos presentes são os seguintes: silício, cálcio, titânio, vanádio, manganês, ferro, cobre, zinco, ítrio, estrôncio e zircônio. Trata-se de uma distribuição bastante comum para solo, com altas concentrações de ferro e, principalmente, silício, que forma os silicatos, comuns em minerais argilosos. O níquel é uma impureza comum e sua presença na amostra do aterro pode ser explicada pelo posicionamento mais superficial. A baixíssima concentração encontrada pode ser resultado do despejo de algum dos produtos carregados na via, ou outras impurezas. As concentrações encontradas se encontram na tabela 8.

Tabela 8 - Concentrações em massa por elemento químico

Amostra A		Amostra B	
Elemento	Concentração (% em massa)	Elemento	Concentração (% em massa)
Si	54,171	Si	53,726
Ca	3,129	Ca	6,684
Ti	3,148	Ti	2,921
V	0	V	0,057
Mn	0,798	Y	0,488
Fe	34,719	Fe	32,839
Ni	0,123	Mn	0,956
Cu	0,507	Zr	1,027
Zn	1,506	Zn	0,776
Y	0,429	Sr	0,526
Zr	1,47		

Fonte: Autoria própria.

Por não permitir definir o arranjo dos elementos em moléculas e estruturas mais complexas, não é possível, através desse ensaio, descobrir os minerais presentes na amostra. Porém, a análise dos resultados, pela semelhança entre as amostras, permite concluir que os solos de base e aterro são iguais, diferindo apenas no grau de compactação. Além disso, os resultados encontrados devem servir de apoio aos dados da difratometria de raios X para concluir os minerais presentes na amostra.

5.2.2.9 Difratometria

A difratometria fornece como resultado, um gráfico que exhibe, no eixo X, os ângulos de difração do composto medido, e, no eixo Y, a intensidade da medida (contagens por segundo). Cada arranjo atômico possui um ângulo característico, permitindo determinar qual o mineral presente na amostra. Os resultados para as amostras de aterro e base estão respectivamente nas figuras 54 e 55.

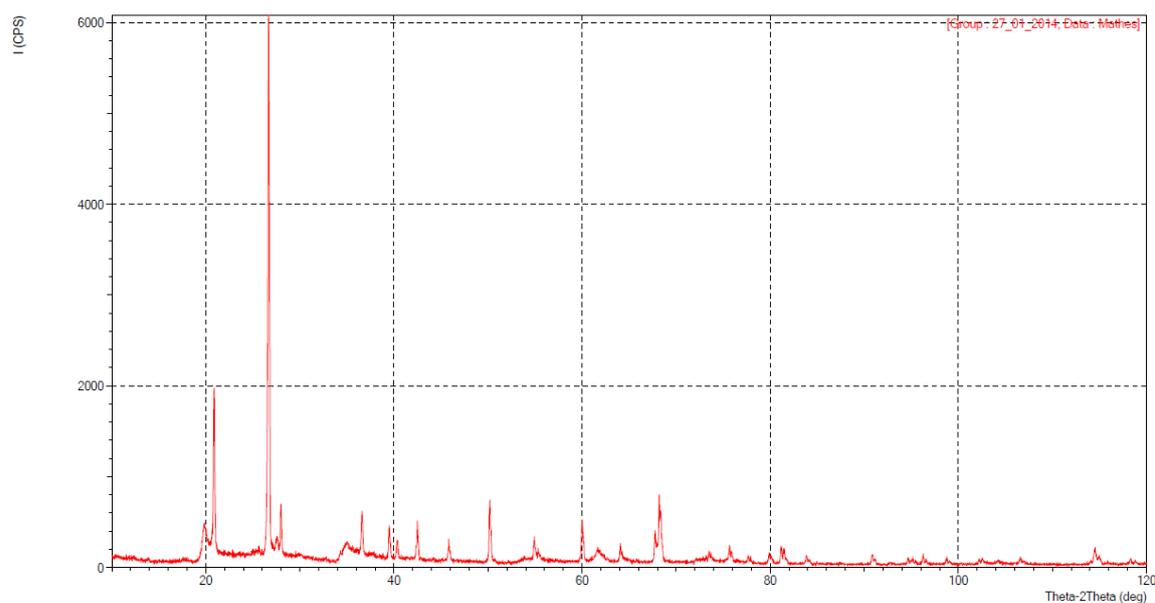


Figura 54- Resultado do ensaio de difratometria - AMOSTRA A

Fonte: Autoria própria.

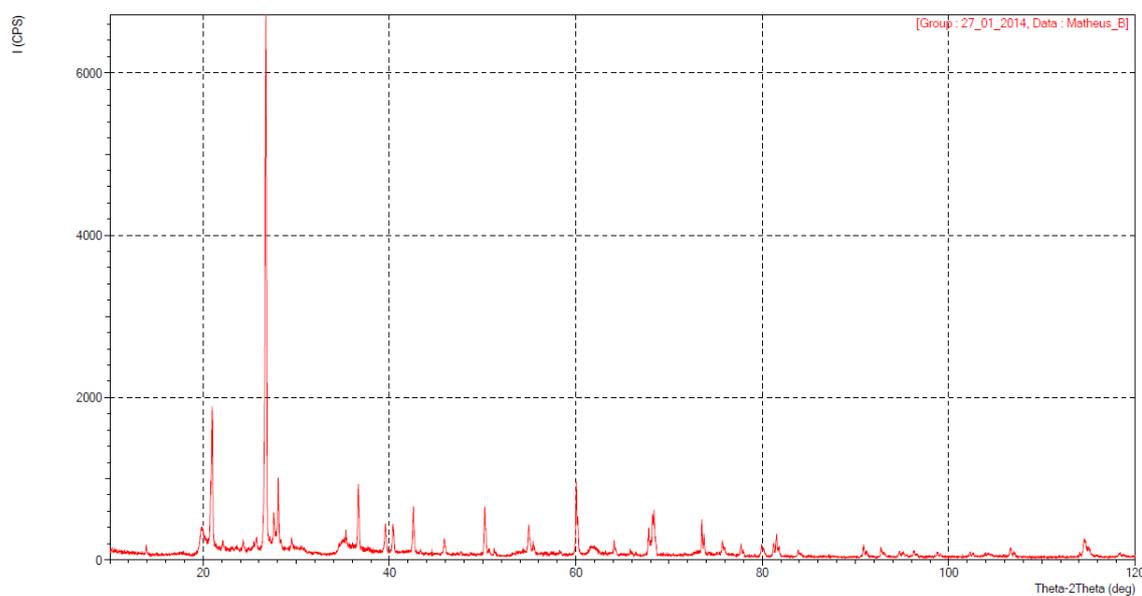


Figura 55 - Resultado do ensaio de difratometria - AMOSTRA B

Fonte: Autoria própria.

A visualização dos gráficos fornece a confirmação de que os solos de aterro e base possuem a mesma composição. Os picos são extremamente coincidentes. Através da análise comparativa com gráficos fornecidos pela literatura, os maiores picos, presentes nas angulações de 25 e 26,5 graus, são referentes à presença,

respectivamente, de caulinita e quartzo.

A amplitude da varredura não contemplou os ângulos de difração correspondentes à argilominerais expansivos como o grupo das ilitas. Como não há uma relação linear entre a intensidade da leitura e a concentração das matérias na amostra, não se pode determinar com precisão a composição mineralógica do solo estudado baseando-se apenas nesse ensaio.

5.3 MODELAGEM E ESTABILIDADE DO ATERRO

O método escolhido para análise de estabilidade de taludes foi o de Bishop. As propriedades mecânicas do solo utilizadas no programa vieram dos resultados dos ensaios de laboratório. Foram elas: ângulo de atrito de $25,47^\circ$, coesão de 5,07 kPa e peso específico seco de $13,22 \text{ kN/m}^3$.

Houve consideração de hipóteses com ou sem linha piezométrica acima da base do aterro.

O carregamento do trem foi simulado através do trem tipo operacional mais pesado do trecho, com peso por eixo de 270 kN. Esta carga foi simulada de duas maneiras distintas: como duas forças (135 kN cada) concentradas, separadas em 1,00 metro (bitola métrica da linha férrea); e como esforço distribuído (135 kN/m) ao longo de 2,00 m (comprimento dos dormentes observados no trecho). Em cada caso, foi escolhida a forma que gerasse o menor fator de segurança.

O fator de segurança (FS) arbitrado como necessário foi de 1,5 (considerado adequado para vários padrões de obra geotécnica).

Todas as hipóteses de modelagens testadas podem ser conferidas no anexo D.

Na figura 56 é mostrada a modelagem do aterro realizada no software Geo-Slope.

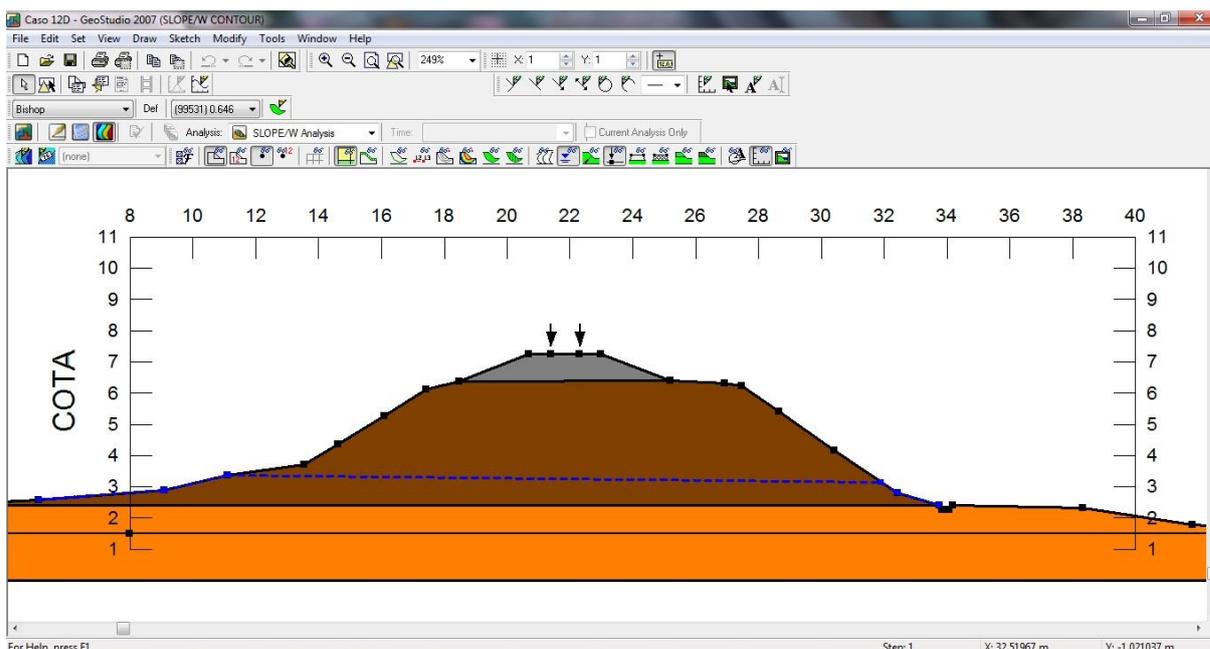


Figura 56 - Modelagem física do aterro.

Fonte: Autoria própria.

Repetiu-se a simulação da estabilidade do aterro para as mais diversas situações, para as quais eram registrados os fatores de segurança. Por fim, ao se terminar as combinações possíveis, adotou-se como situação-problema para dimensionamento de solução estabilizadora a condição mais crítica. Esta se deu na combinação de carregamento do trem (considerado como duas forças pontuais) e de linha piezométrica na base do aterro, com o deslizamento ocorrendo da esquerda para a direita (na convenção das imagens e do quilômetro crescente da ferrovia). As figuras 57 e 58 revelam a modelagem da situação mais crítica, descrita acima.

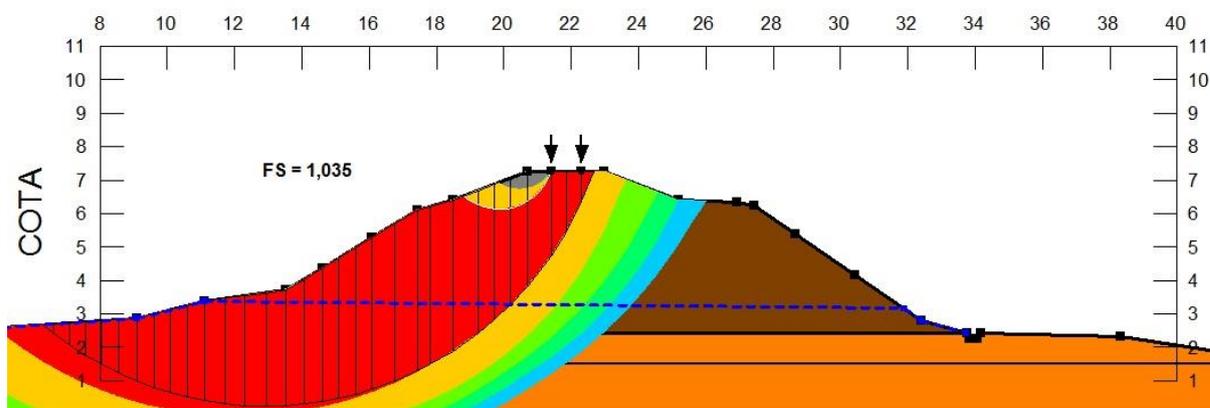


Figura 57 - Modelagem física do aterro nas condições mais críticas de carregamento (lado esquerdo).

Fonte: Autoria própria.

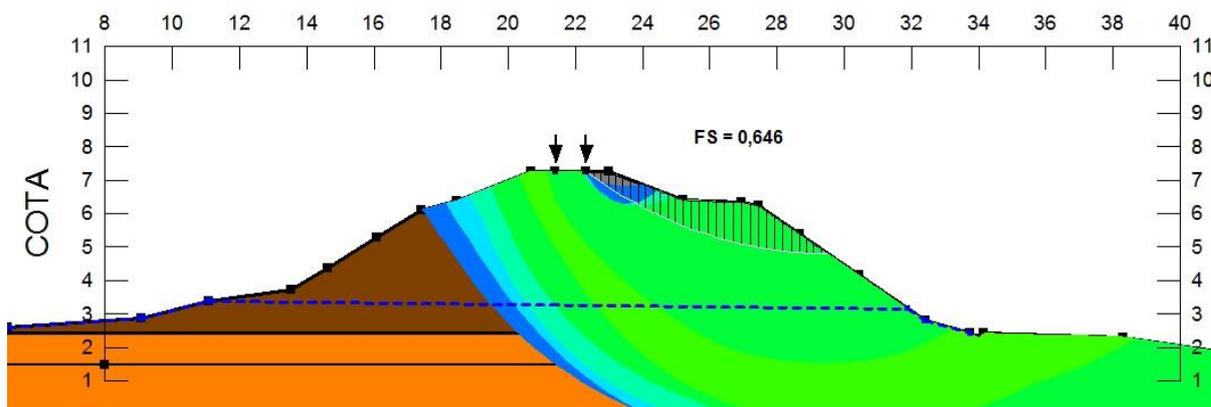


Figura 58 - Modelagem física do aterro nas condições mais críticas de carregamento (lado direito).

Fonte: Autoria própria.

A partir desse ponto partiu-se para a definição das soluções que corrigiriam a instabilidade da seção transversal do aterro, atendendo o critério de segurança definido.

Foram modelados e dimensionados três tipos de solução, muito embora existam incontáveis opções que poderiam ser pensadas. São elas: colunas (estacas), tirantes e camada de reforço (que pode utilizar o próprio material do aterro ou não).

5.3.1 Tirantes

As figuras 59 e 60 mostra o resultado de uma solução de estabilização utilizando tirantes.

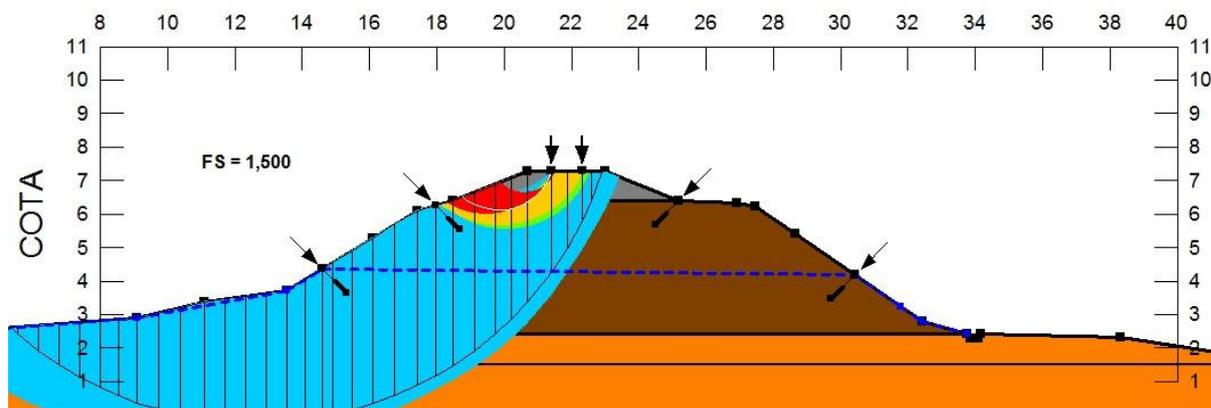


Figura 59 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando tirantes (lado esquerdo).

Fonte: Autoria própria.

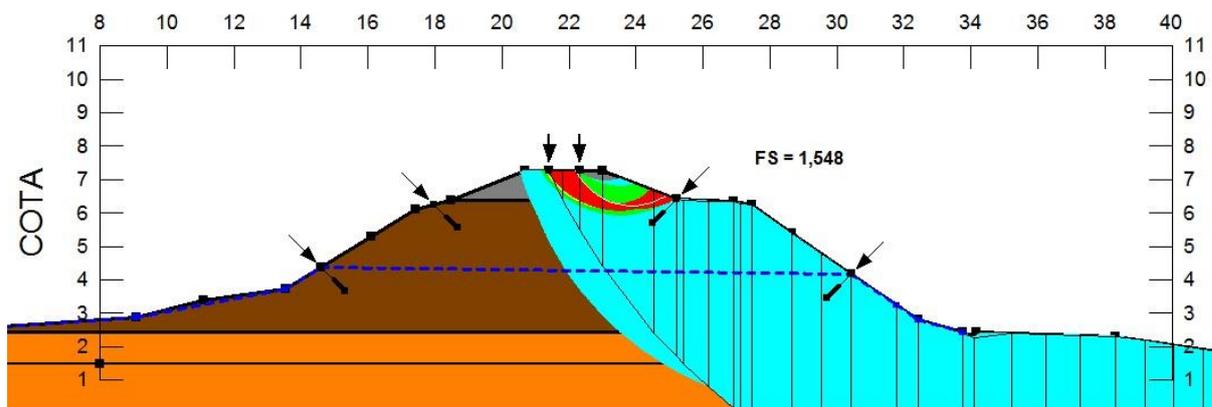


Figura 60 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando tirantes (lado direito).

Fonte: Autoria própria.

Parâmetros de projeto para os tirantes

Conseguiu-se atingir a estabilidade do aterro ($FS=1,5$) com a simulação da existência de 4 tirantes na seção transversal do aterro (ver figuras 59 e 60). Cada tirante deve ter uma profundidade mínima de 1,00 m. Na prática, no entanto, os tirantes devem ser maiores para que sua execução seja praticável. Uma forma de fazer isso sem superdimensionar a estrutura é aumentando o espaçamento longitudinal.

Para um espaçamento longitudinal de tirantes de 1,00 m (eixo a eixo), é necessária uma resistência ao esforço normal de 200 kN e ao cortante de 120 kN por tirante. Caso se deseje alterar o espaçamento longitudinal, é preciso verificar essa resistência de projeto necessária.

5.3.2 Colunas

As figuras 61 e 62 mostram o resultado de uma solução de estabilização utilizando colunas.

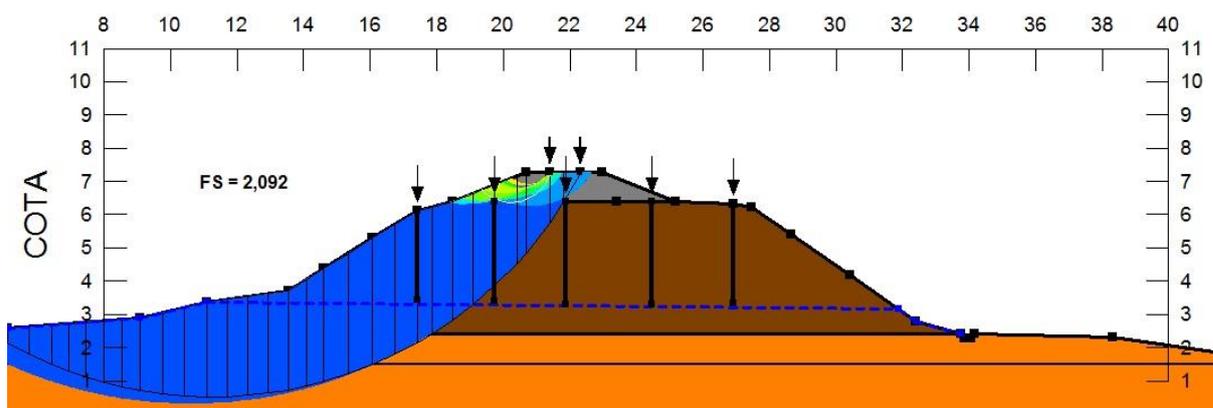


Figura 61 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando colunas (lado esquerdo).

Fonte: Autoria própria.

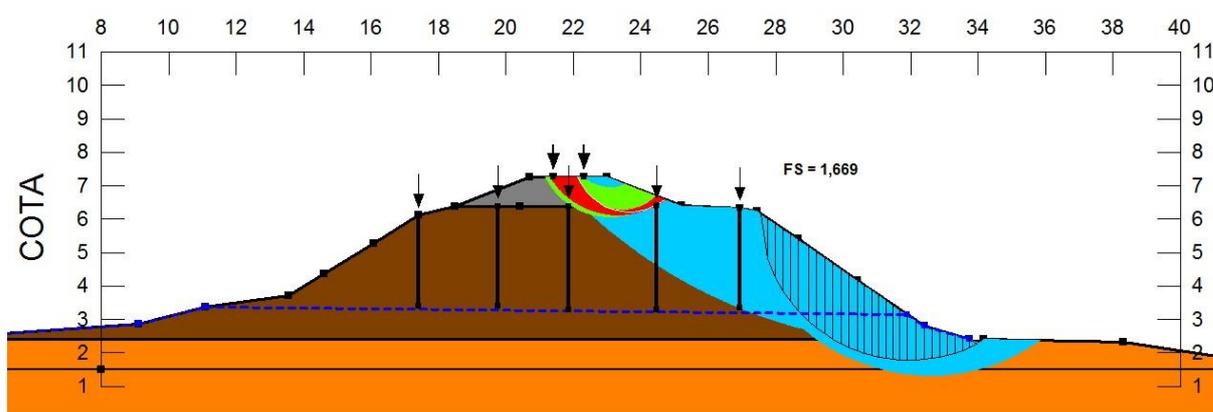


Figura 62 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando colunas (lado direito).

Fonte: Autoria própria.

Parâmetros de projeto para as colunas

Conseguiu-se atingir a estabilidade do aterro ($FS=1,5$) com a simulação da existência de 5 colunas na seção transversal do aterro, espaçadas entre si no sentido transversal em 2,65 m (eixo a eixo). Cada coluna deve ter uma profundidade de 3,20 m.

Para um espaçamento longitudinal de colunas (entre uma linha de colunas e a seguinte ao longo da ferrovia) de 1,00 m (eixo a eixo), é necessária uma resistência ao esforço cortante de 120kN por coluna. Caso se deseje alterar o espaçamento longitudinal, é preciso verificar essa resistência de projeto necessária.

5.3.3 Colunas encabeçadas com geossintético

As figuras 63 e 64 mostram o resultado de uma solução de estabilização utilizando colunas encabeçadas por geossintéticos.

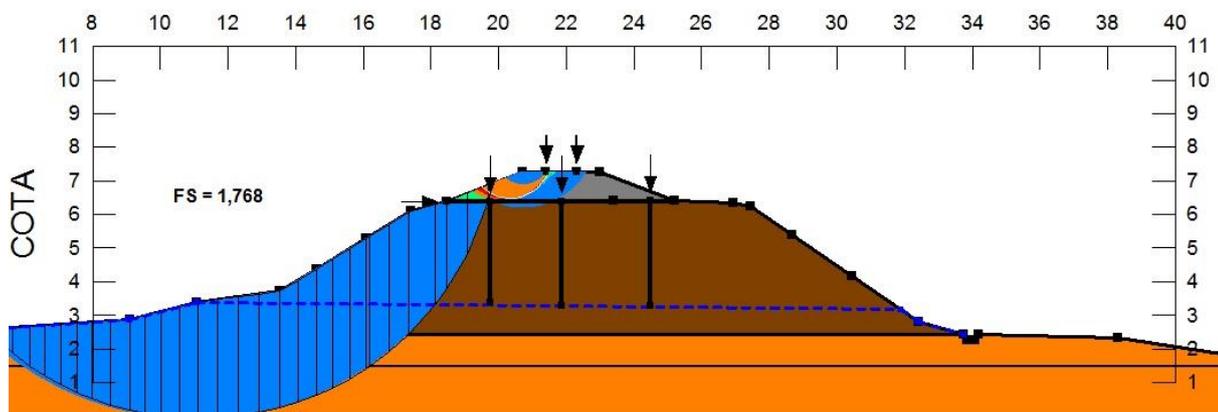


Figura 63 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando colunas com geossintéticos

Fonte: Autoria própria.

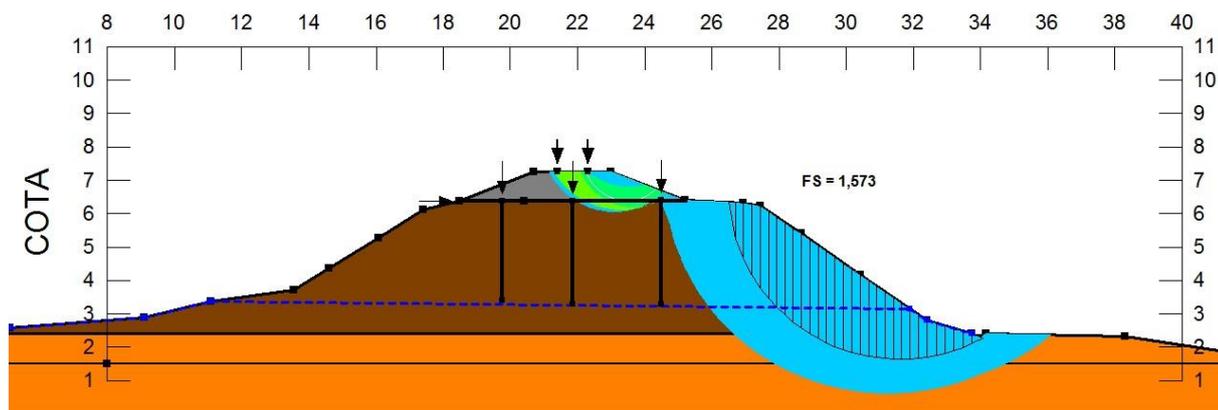


Figura 64 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando colunas com geossintéticos

Fonte: Autoria própria.

Parâmetros de projeto para as colunas com geossintético

Conseguiu-se atingir a estabilidade do aterro ($FS=1,5$) com a simulação da existência de 3 colunas na seção transversal do aterro, espaçadas entre si no sentido transversal em 2,65 m (eixo a eixo). Cada coluna deve ter uma profundidade de 3,20 m.

Para um espaçamento longitudinal de colunas (entre uma linha de colunas e a seguinte ao longo da ferrovia) de 1,00 m (eixo a eixo), é necessária uma resistência

ao esforço cortante de 250 kN por coluna e uma resistência à tração do geossintético de 40 kN. Caso se deseje alterar o espaçamento longitudinal, é preciso verificar essa resistência de projeto necessária.

5.3.4 Camada de reforço de plataforma com auxílio de colunas

As figuras 65 e 66 mostram o resultado de uma solução de estabilização utilizando camada de reforço de plataforma, que foi conjugada com colunas.

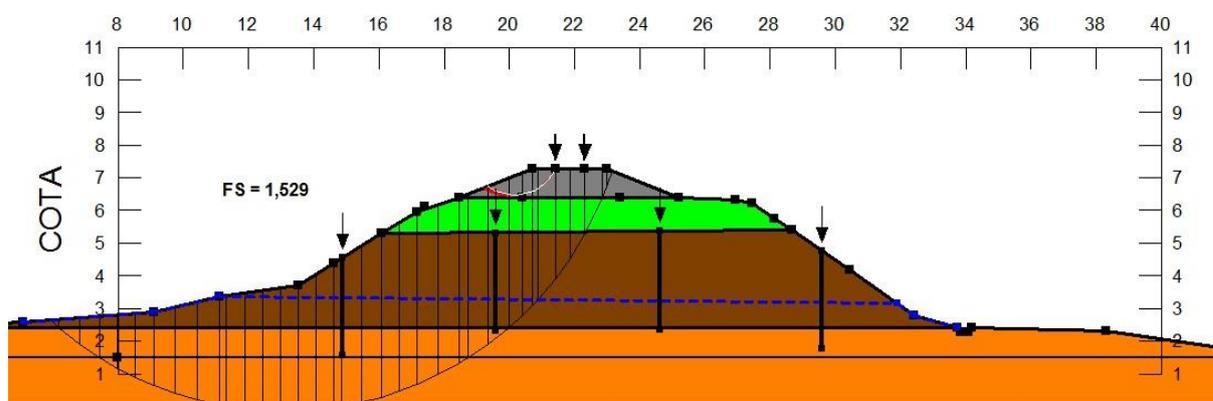


Figura 65 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando camada de reforço de plataforma, conjugada com colunas (lado esquerdo).

Fonte: Autoria própria.

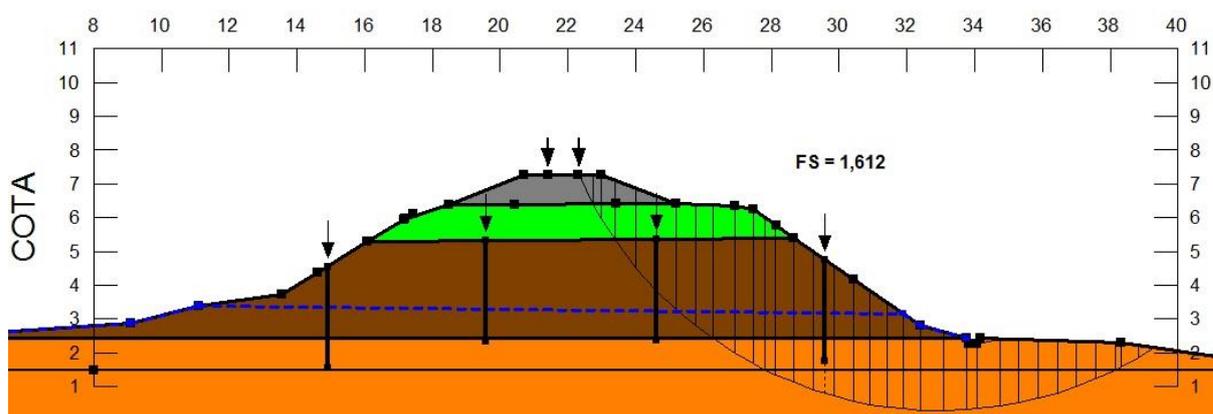


Figura 66 - Solução encontrada para estabilização do aterro utilizando camada de reforço de plataforma, conjugada com colunas (lado direito).

Fonte: Autoria própria.

No entanto essa solução se mostrou ineficiente na medida em que requereu o melhoramento de uma camada muito espessa de solo (1,5 m). Além disso, apesar de se tratar de uma ótima saída para elevar a capacidade de suporte da plataforma,

a camada de reforço não foi suficiente por si só de garantir a estabilidade do talude do aterro. Portanto, teria de ser conjugada com colunas ou tirantes, o que encarece e dificulta a obra.

Montou-se, então, uma planilha com os fatores de segurança obtidos para cada hipótese testada, que segue na tabela 9:

Tabela 9- Quadro de fatores de segurança para hipóteses de cálculo

Número	Lado Deslizamento	Carga Pontual	Carga Distribuída	Linha piezométrica	Solução	FS
1	Esquerda	Não	Não	Não	Não	2,407
2	Direita	Não	Não	Não	Não	1,966
3	Esquerda	Não	Não	Sim	Não	1,591
4	Direita	Não	Não	Sim	Não	1,494
5	Esquerda	Não	Sim	Não	Não	1,330
6	Direita	Não	Sim	Não	Não	1,277
7	Esquerda	Não	Sim	Sim	Não	1,072
8	Direita	Não	Sim	Sim	Não	1,089
9	Esquerda	Sim	Não	Não	Não	1,165
10	Direita	Sim	Não	Não	Não	0,646
11	Esquerda	Sim	Não	Sim	Não	1,035
12	Direita	Sim	Não	Sim	Não	0,646
13	Esquerda	Sim	Não	Sim	Tirante	1,500
14	Direita	Sim	Não	Sim	Tirante	1,548
15	Esquerda	Sim	Não	Sim	Coluna	2,092
16	Direita	Sim	Não	Sim	Coluna	1,669
17	Esquerda	Sim	Não	Sim	Camada reforço	1,529
18	Direita	Sim	Não	Sim	Camada reforço	1,612
19	Esquerda	Sim	Não	Sim	Coluna com geossintético	1,768
20	Direita	Sim	Não	Sim	Coluna com geossintético	1,573

Fonte: Autoria própria.

5.4 DEFINIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO

Antes de se partir para soluções, é necessário entender quais são os reais problemas ou patologias existentes e quais os seus efeitos no escopo e amplitude de interesse deste trabalho.

Após análise de todos os fatores existentes na situação de campo e de todos os resultados dos ensaios laboratoriais realizados, chegou-se a uma síntese dos problemas que acometem o aterro ferroviário estudado neste trabalho.

Os problemas levantados foram:

- a) Variação volumétrica do solo do aterro (expansão e contração),

conduzidos pelo teor de umidade;

- b) Baixa capacidade de suporte da plataforma do aterro;
- c) Instabilidade dos taludes do aterro.

Com o objetivo de medir a intensidade dessas patologias, fez-se necessária a definição de indicadores baseados em parâmetros físicos, que ajudam comparar diferentes casos e estabelecer critérios de valores limite para aceitação desses parâmetros.

Os parâmetros que, respectivamente aos problemas, foram levantados são:

- a) Expansibilidade; índice de contração e variação de teor de umidade e, campo;
- b) Índice CBR e tensões efetivas no solo;
- c) Fator de segurança do talude, proveniente do Geoslope.

Houve de se analisar, pois, possíveis combinações de intervenções que agissem na mudança do valor desses parâmetros indicadores, o que ocasionaria uma correção da patologia observada.

Foi então montada uma matriz com todas as soluções levantadas, seus efeitos nos parâmetros de análise adotados, suas vantagens e desvantagens, a fim de auxiliar no processo de escolha. A tabela 10 mostra o resultado dessa matriz de escolha.

Tabela 10 - Matriz de escolha para soluções de estabilização do aterro

Métodos de estabilização	Problemas em que as soluções interferem				Aspectos negativos da solução		Observações
	Variação do teor de umidade	Expansibilidade e contração do aterro	Suporte do aterro - tensões efetivas no solo da plataforma	FS dos taludes	Custo de Execução	Intervenção na operação ferroviária	
Elementos de reforço mecânico	-	-	-	-	-	-	-
Estacas	-	-	-	-	-	-	-
Brita	Sim	Sim	Sim	Sim	Alto	Alto	Elemento drenante
Jet grouting	Não	Sim	Sim	Sim	Alto	Médio	-
Trilho	Não	Sim	Sim	Sim	Médio	Médio	-
Solo-cal	Não	Sim	Sim	Sim	Médio	Alto	-
Solo-fibra	Não	Sim	Sim	Sim	Médio	Alto	-
Areia	Sim	Sim	Sim	Sim	Médio	Alto	Elemento drenante
Tirantes	Não	Sim	Não	Sim	Alto	Inexistente	-
Camada de reforço de plataforma	-	-	-	-	-	-	-
Solo-cal	Não	Sim	Sim	Sim	Médio	Alto	-
Solo-fibra	Não	Sim	Sim	Sim	Médio	Alto	-
Geotêxtil ou geogrelha	Não	Sim	Sim	Sim	Baixo	Alto	Pode ser associada às soluções com estaca.
Brita graduada	Não	Sim	Sim	Sim	Médio	Alto	-
Estabilização granulométrica	Sim	Sim	Sim	Sim	Baixo	Alto	-
Drenagem	-	-	-	-	-	-	-
Superficial	-	-	-	-	-	-	-
Canaletas	Sim	Não	Não	Não	Médio	Inexistente	-
Inclinação de caimento da plataforma	Sim	Não	Sim	Não	Baixo	Inexistente	-
Impermeabilização superficial	Sim	Não	Sim	Não	Alto	Baixo	-
Profunda	-	-	-	-	-	-	-
Drenos sub-horizontais	Sim	Não	Não	Não	Médio	Inexistente	Efetiva para água freática. Não muito eficiente em solo argiloso (pouco permeável).
Drenos subterrâneos ou sub-superficiais	Sim	Não	Sim	Não	Médio	Baixo	Mantém leito enxuto.
Diminuir o espaçamento entre dormentes	Não	Não	Sim	Não	Alto	Baixo	Diminui tensão efetiva no solo da plataforma.

Fonte: Autoria própria.

Percebeu-se que nenhuma das técnicas poderia sozinha solucionar todos os defeitos que a via apresentava. Logo, dever-se-ia criar uma composição de elementos que satisfizessem às demandas corretivas.

O primeiro aspecto que se conseguiu destacar foi a drenagem, que se mostrou essencial na manutenção de uma baixa amplitude de variação do teor de umidade do solo.

Em segundo lugar, procurou-se uma composição de elementos que fossem capazes de melhorar o suporte da ferrovia ao mesmo tempo em que garantissem a estabilidade dos taludes do aterro.

Uma solução de tirantes seria excelente na garantia da estabilidade dos taludes, faltando, no entanto corrigir a deficiência de suporte da plataforma.

Executar a camada de reforço do solo se mostrou ineficaz, pois, sozinha, só seria capaz de dar suporte à plataforma (evitar penetração).

Para se garantir qualidade quanto a todos os critérios, poder-se-ia conjugar os tirantes com o reforço de plataforma. Porém essa possibilidade se tornaria bastante cara (pelos custos com tirantes, escavação, melhoria do solo e recompactação) além de provocar uma grande interrupção na linha férrea.

A construção com algumas técnicas de colunas também geram bastante interferência na linha. Mas há outras técnicas que permitem um serviço de instalação menos invasivo. São eles o jetgrouting e os trilhos cravados. Ambos garantiriam uma grande estabilidade global ao aterro. Se as colunas forem instaladas próximas ao eixo da ferrovia e forem associadas a um geotêxtil aplicado abaixo do lastro (o que evita custos com escavação e recompactação e poderia ser instalado numa fase de manutenção do lastro, que no trecho é frequente), poderia garantir grande melhoria da capacidade de suporte da via, uma vez que os esforços verticais são transmitidos em grande parcela às colunas, pelo conhecido fenômeno de arqueamento dos solos.

Uma solução de coluna que traz consigo um benefício apreciável é a coluna de solo-cal. Ao mesmo tempo em que funciona de reforço mecânico ao solo expansivo, a cal estabiliza quimicamente as propriedades expansivas dos minerais do solo. Assim, mostra-se também uma opção vantajosa,

Tecnicamente, todos os tipos de coluna assinalados seriam igualmente bons. Todavia, a opção de trilhos se destaca pelo baixo custo, por se tratar de um material de reemprego da ferrovia.

Uma solução complementar seria em relação à superestrutura da ferrovia, mas com efeitos positivos na infraestrutura: a diminuição do espaçamento entre os dormentes. Assim, as tensões transmitidas ao solo seriam melhor dissipadas.

Segue, pois, lista construtiva que compõem a solução proposta:

- a) Drenagem: correção da inclinação da plataforma e instalação de canaletas longitudinais de crista e de pé de aterro, de modo a melhorar o escoamento superficial e evitar que a água infiltre no solo. Instalação de drenos subterrâneos transversais à linha, saindo das extremidades dos dormentes e indo até as canaletas de crista: esses drenos têm por função não permitir o acúmulo de água na região abaixo do lastro, área mais sujeita a danos;
- b) Cravação de colunas de trilhos reaproveitados, seguindo os parâmetros e

diretrizes mostradas no item 5.4.2;

- c) Aplicar manta geotêxtil ligeiramente abaixo do lastro, de forma a melhor conduzir os esforços verticais solicitantes da ferrovia às colunas e evitando o movimento destas;
- d) Solução complementar: diminuir espaçamento entre dormentes, além de substituir os dormentes inservíveis.

6 CONCLUSÃO

Através dos ensaios de caracterização geotécnica realizados foi possível obter uma ampla gama de informações sobre o comportamento do solo estudado. A topografia e as coletas de campo forneceram subsídios para análises mais profundas das patologias encontradas. Em suma, o solo revelou características importantes no que tange ao efeito do seu desempenho na ferrovia. Por exemplo, a compactação do solo no aterro era bastante baixa, a expansibilidade e contração em função da presença de água muito elevadas, a capacidade de suporte (resistência à penetração) também pode ser considerada bastante baixa para a função que exerce. Além disso, apresenta plasticidade muito alta, o que o torna um solo muito complicado de trabalhar.

Dessa forma, conseguiu-se identificar aspectos da origem do problema enfrentado pela ferrovia. Comprovou-se a teoria inicial, propulsora da temática escolhida, de que as características peculiares deste solo são o elemento crucial do mecanismo de desnivelamento da linha férrea. Sua variação volumétrica e baixa resistência são os fatores que devem, pois, ser combatidos através de uma solução de engenharia geotécnica.

Havendo informações suficientes de campo e laboratório, fizeram-se modelagens computacionais que permitiram avaliar a estabilidade do aterro nas mais variadas situações possíveis. Diagnosticou-se a instabilidade do aterro nas condições atuais de existência, considerando-se o carregamento de trens que operam no trecho e as condições ambientais de chuva.

Foi possível ainda, a partir do estudo das soluções de estabilização encontradas na literatura da área, comparar as diferentes técnicas existentes e

definir critérios que ajudassem na escolha de um método mais adequado. Através de uma matriz contendo as vantagens, desvantagens e detalhes técnicos de cada método de estabilização, conseguiu-se destacar as opções mais viáveis. A partir daí, realizou-se a modelagem e dimensionamento destes métodos escolhidos. Nessa fase percebeu-se a dificuldade ou inviabilidade de algumas soluções.

Por fim, este trabalho propôs uma composição de soluções que tende a corrigir o problema levantado da maneira julgada mais eficaz.

Espera-se, ainda, que o presente estudo possa ampliar o estado-da-arte da área geotécnica, principalmente no que se refere a patologias e solos com características correlatas às aqui contempladas.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros que venham a abordar o tema sugere-se a realização de uma sondagem, para determinação do nível da água. Seria útil analisar as medidas históricas de deflexões, a fim de auxiliar no entendimento da origem do problema de desnivelamento.

Pontualmente, os ensaios de granulometria e sedimentação poderiam ser refeitos, de modo a minimizar os problemas citados em seus resultados. O ensaio de difratometria também poderia ser revisado, contemplando ângulos de difração entre zero e dez graus.

Poder-se-ia procurar em norma ou literatura o índice CBR admissível para solo de plataforma ferroviária.

Também seria interessante a realização de ensaios em escala reduzida para determinar o efeito de adições no solo, como cal e fibras de polipropileno. Por fim, seria útil uma consideração financeira das técnicas propostas.

REFERÊNCIAS

ABRANTES, Joaquim José Leitão Silva. **Reforço de aterros sobre solos moles**. 171p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Aveiro. Portugal, 2008.

ALMEIDA, F. F. M. **Origem e evolução da Plataforma Brasileira**. **Boletim do departamento nacional de produção mineral**. 36 p. Divisão de Geologia e Mineralogia. Rio de Janeiro, 1967.

Amantes da Ferrovia. Estação Ferroviária de Curitiba. Disponível em: <<http://amantesdaferrovia.com.br/photo/estacao-ferroviaria-de-272>> Acesso em 08 de setembro de 2013.

American Railway Engineering Association. **Bulletins**. Washington, D.C. 1994

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standart test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions: D 3080**. West Conshohocken, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica – método de ensaio: NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Trabalhos Acadêmicos – Apresentação: NBR 14724**. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Citação em documentos – Apresentação: NBR 10520**. Rio de

Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Referências – Elaboração**: NBR 6023. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Informação e documentação – Resumo – Apresentação**: NBR 6028. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica – método do ensaio**: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de liquidez – método de ensaio**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de plasticidade – método de ensaio**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Índice de suporte Califórnia – método de ensaio**: NBR 9895. Rio de Janeiro, 1987.

AZEREDO, Rosany. **Normas para trabalho técnico**. 41 p. Faculdade Capixaba de Administração e Educação (UNICES). Cariacica, 2011

AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos elementos finitos**. 258 p. 1ª ed. Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. Porto, 2003.

AZEVEDO, Roberto F.; NOGUEIRA, C. L.; ZORNBERG, J. G. **Utilização do método dos elementos finitos no cálculo de estruturas de solos reforçados**. 16

p. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1992.

BIGARELLA, J. J.; SALAMUNI, R. **“Aspectos geográficos e geológicos da cidade de Curitiba e arredores”**. 4p, Curitiba, 1957. (Reimpresso do v. Comemorativo do Primeiro Centenário da Farmácia Stellfeld).

BIGARELLA, J. J.; SALAMUNI, R. **Notas complementares à planta geológica da Cidade de Curitiba e arredores**. Boletim do Instituto de Biologia e Pesquisas Tecnológicas, nº 40, p. 1-14, Curitiba, 1959.

BISHOP, A. W. **The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. Geotechnique**. Vol. 1, p. 7-17, 1955.

Blog Construir. Disponível em <<http://blog.construir.arq.br/estacas-metaelicas/>> Acesso em 02 de março de 2014.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 234 p. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos, 1989.

CORREIA, R. M. **A limit equilibrium method for slope stability analysis**. Proc.5th Int.Symp.Landslides, A.A.Balkema, Rotterdam, The Netherlands, p. 595-598, 1988.

CULLITY, B. D. **Elements of X-ray diffraction**. 2 ed. Addison-Wesley Publishing Company, INC., 1978.555p.

DAS, Braja M. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**. 610 p. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Solo – Determinação da massa específica aparente “*in situ*”, com emprego do frasco de areia – método de ensaio**: DNER 092. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE. **Solo – Determinação da expansibilidade – método de ensaio**: DNIT 160. Rio de Janeiro, 2012.

Desenho de Projeto de Engenharia Civil. Disponível em <<http://uff-desprojcivil.blogspot.com.br/>> Acesso em 02 de março de 2014.

DOMINGUES, Tiago Sarmiento Sabino. **Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise e dimensionamento**. 236 p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. Porto, 2006.

DURAN, Jaime da Silva; SANTOS Jr., Petrúcio. **Estruturas de solo reforçado com o sistema Teramesh®**. 28 p. Encarte técnico. Maccaferri. Brasil, 2005.

Engenharia Civil na internet, Disponível em <<http://www.engenhariacivil.com/reforco-solos-estruturas-suporte>> Acesso em 01 de março de 2014.

FELLENIOUS, W., 1936. **Calculation of the Stability of Earth Dams**. Proceedings of the Second Congress of Large Dams, Vol. 4, pp. 445-463.

FELIPE, Rogério da Silva. **Características Geológico-Geotécnicas na Formação Guabirotuba. Erosão – Movimentos Gravitacionais de Massa**. 49 p. MINEROPAR – Serviço Geológico do Paraná. Curitiba, 2011.

FETSUGATO, Lucas. **Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto**. 146 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008.

FEUERHARMEL, Marcos Roberto. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. 152 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

GOMES, C.F. **Argilas: o que são e para que servem**. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 457p. 1988.

GÓNGORA, Ivonne Alejandra Gutiérrez. **Utilização de geossintético como reforço de estradas não pavimentadas: influência do tipo de reforço e do material de aterro**. 105 p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Tecnologia – Universidade de Brasília. Brasília, 2011.

HURTADO, Jorge E. Alva. **Notas sobre análisis de estabilidad de taludes**. 69 p. Notas. Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería. Peru, 2011.

JONES, Lee D.; JEFFERSON, Ian. **Institution of Civil Engineers Manuals Series. Chapter C5 – Expansive Soils**. 46 p. Capítulo de periódico. Natural Environment Research Council. 2012.

JANBU, N. 1954. **Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis**. European Conference on Stability Analysis, Stockholm, Sweden.

KORMANN, Alessandro C. Morales. **Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório**. Tese Doutorado – Escola

Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

LOBO, Luciano Carneiro. **Via Permanente**. Curitiba: Acervotécnico ALL, 2000.

LOEHR, J. E.; AXTELL, P. P.J.; BOWDERS, J. J. **Reduction of soil swell potential with fiber reinforcement**. GeoEng2000. 2000.

LÓPEZ-LARA, Teresa; HERNÁNDEZ-ZARAGOZA, Juan Bosco; HORTA-RANGEL, Jaime; CORONADO-MÉRQUEZ, Aleyda; CASTAÑO-MENESES, Victor Manuel. **Polímeros para la estabilización volumétrica de arcillas expansivas**. 10 p. Artigo. División de Estudios de Posgrado - Facultad de Ingeniería - Universidad Autónoma de Querétaro. México, 2010.

LUZ, A.B.; ALMEIDA, S.L.M.; RAMOS, L.T.S. **Boletim de Tecnologia Mineral**. Centro de Tecnologia Mineral-CETEM/MME, Brasília, n.42, 1988.

MALARVIZHI, S. N.; ILAMPARUTHI, K. **Load versus settlement of claybed stabilized with stone & reinforced stone columns**. 8 p. Artigo. Electronic journal of geotechnical engineering, 2001.

MALEKZADEH, Mona; BILSEL, Huriye. **Effect of polypropylene fiber on mechanical behaviour of expansive soils**. 9 p. Artigo. Eastern Mediterranean University. EJGE vol. 17 [2012], Bund. A. Turkey, 2012.

MARQUES, Daniela Alexandra Oliveira. **Reforço de solos de fundação com colunas de jetgrouting encabeçadas por geossintéticos**. 157 p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. Porto, 2008.

MARTINS, Carlos César. **Análise e reavaliação de estruturas em solos**

reforçados com geotêxteis. 304 p. Universidade Federal de Ouro Preto. Minas Gerais, 2000.

McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; HYTIRIS, N.; MERCER, F. B. **Soilstrengtheningusingrandomlydistributedmeshelements.** Em: International conference on soil mechanics and foundation engineering, v. 3, p. 1735-1738 , São Francisco, 1988.

MONTEIRO FILHO, Jeronymo. **Construção de estradas: infraestrutura. Segunda parte do curso de estradas de ferro e rodagem.** 578 p. Rio de Janeiro: Universidade do Brasil (atual Universidade Federal do Rio de Janeiro), 1941.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. **The analysis of the stability of general slip surfaces.** *Géotechnique*. Vol 15(1): p. 79-93, 1965.

NELSON, J.D.; MILLER, D.J. (1992). **Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering.** John Wiley&Sons, inc. New York, 1992.

NETO, Camilo Borges. **Manual Didático de Ferrovias.** 194 p. Universidade Federal do Paraná – Setor de tecnologia – Departamento de transportes. Curitiba, 2011. Disponível em: <<http://www.dtt.ufpr.br/Ferrovias/notas.htm>>. Acesso em 08 de setembro de 2013.

NP EN ISO 10318:2010. **Geossintéticos termos e definições.** Instituto Português de Qualidade. Portugal, 2010.

PATIAS, Josiele. **Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado.** 127 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

PESTANA, Calixto; NOBRE, Sebastião. **Elementos de Via Permanente.**

Universidade Corporativa Vale (VALER). Rio de Janeiro, 2008. Disponível em: <<ftp://ftp2.fiemg.com.br/senai-dn>>. Acesso em 08 de setembro de 2013.

PORTO, Telmo Giolito. **PTR 2501 – Ferrovias**. 80 p. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004. Disponível em: <<http://sites.poli.usp.br/d/ptr0540/index.asp>>. Acesso em 08 de setembro de 2013.

SALAMUNI, E. **Tectônica da bacia sedimentar de Curitiba (PR)**. 214 p. Tese Doutorado – Instituto de Geociência e Ciência Exata, UNESP. Rio Claro, 1998.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI R. **Contexto geológico da Formação Guabirota, Bacia de Curitiba**. In: Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirota. Curitiba, 1999.

SANTOS, P. S. **Ciência e tecnologia de argilas**. 2^a ed. Edgard Blucher v1. São Paulo, 1989.

SANTOS, Ricardo José da Silva. **Aterros ferroviários reforçados com geossintéticos: modelação numérica**. 234 p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Aveiro. Portugal, 2011.

SANTOS, Sílvio dos. **Transporte ferroviário: história e técnicas**. 246 p. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

SCAPIN, V. de Oliveira. **Aplicação da fluorescência de raios X (WDXRF): Determinação da espessura e composição química de filmes finos**. (Dissertação de Mestrado). Universidade de São Paulo. Instituto de pesquisa energética e nucleares. São Paulo, 2004.

SCHRAMM, Gerhard. **Técnica e economia na via permanente**. Munique:

Universidade Técnica de Munique, 1977.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-grelha**. Dissertação (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, André Filipe Pereira da. **Desenvolvimento de um programa de cálculo automático de estabilidade de taludes pelo Método de Correia**. 175 p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. Portugal, 2010.

Site da Revista Techne. Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/186/artigo287986-3.aspx>> Acesso em 02 de março de 2014.

SOFTWARE GEO-SLOPE versão 2007 do pacote GeoStudio. Disponível em <<http://www.geo-slope.com/>>

SPENCER, E. **A Method of Analysis of Embankments assuming Parallel Interslice Forces**. Vol. 17(1), p. 11-26, 1967.

STANCATI, G.; NOGUEIRA, J. B.; VILAR, O. M. **Ensaio de laboratório em mecânica dos solos**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 1981, 158 – 196.

STEFFLER, Fábio. **Via permanente aplicada: guia teórico e prático**. 214 p. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

TAN, R. **The effects of railway traffic on embankment stability**. 87 p. London: Mott Mac Donald, 2011. Disponível em: <http://www.rssb.co.uk/RESEARCH/Lists/DispForm_Custom.aspx?ID=538>. Acesso em 08 de setembro de 2013.

THOMAZ, Eduardo C. S. **Pontes ferroviárias: notas de aula.** 27 p. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro: Sessão de ensino de engenharia de fortificação e construção, 2008. Disponível em <<http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/>> Acesso em 08 de setembro de 2013.

VALE. **Manual técnico da via permanente.** 363 p. Rio de Janeiro, 2009.

VIANNA, A. P. F. **Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e região metropolitana.** 180 p. Dissertação mestrado – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.

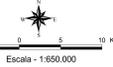
ANEXO A - CARTA GEOLÓGICA DO PARANÁ

MAPA GEOLÓGICO DO PARANÁ

EDIÇÃO 2006

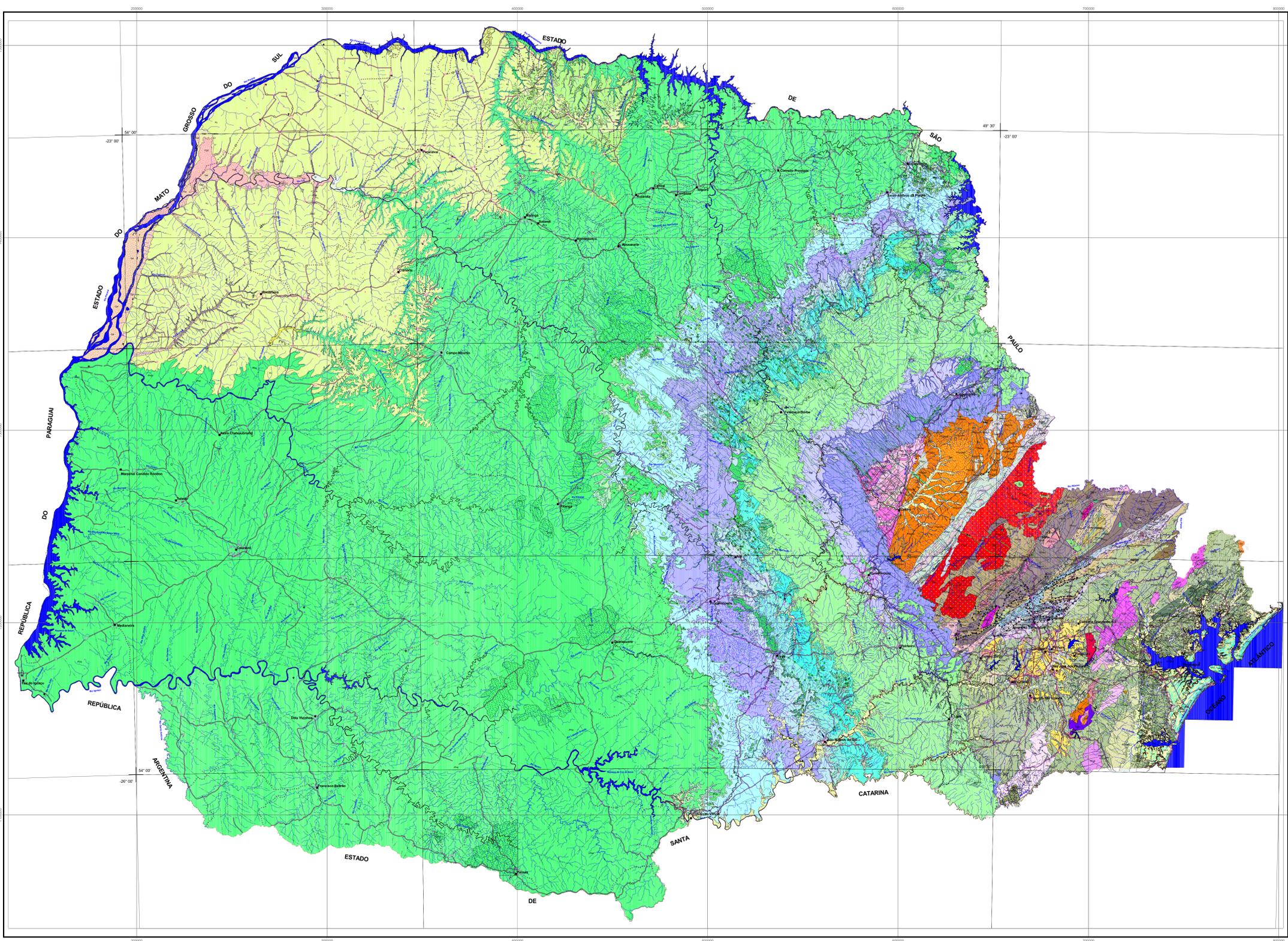


GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ



DESCRIÇÃO DAS UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS

Table with columns for Quaternário Holoceno, Pleistoceno, Terciário Mioceno, Mesozoico, Permiano-Devoniano, Proterozoico Superior, Proterozoico Médio, Proterozoico Inferior, and Arqueano. Each entry includes a color-coded box and a brief description of the geological unit.



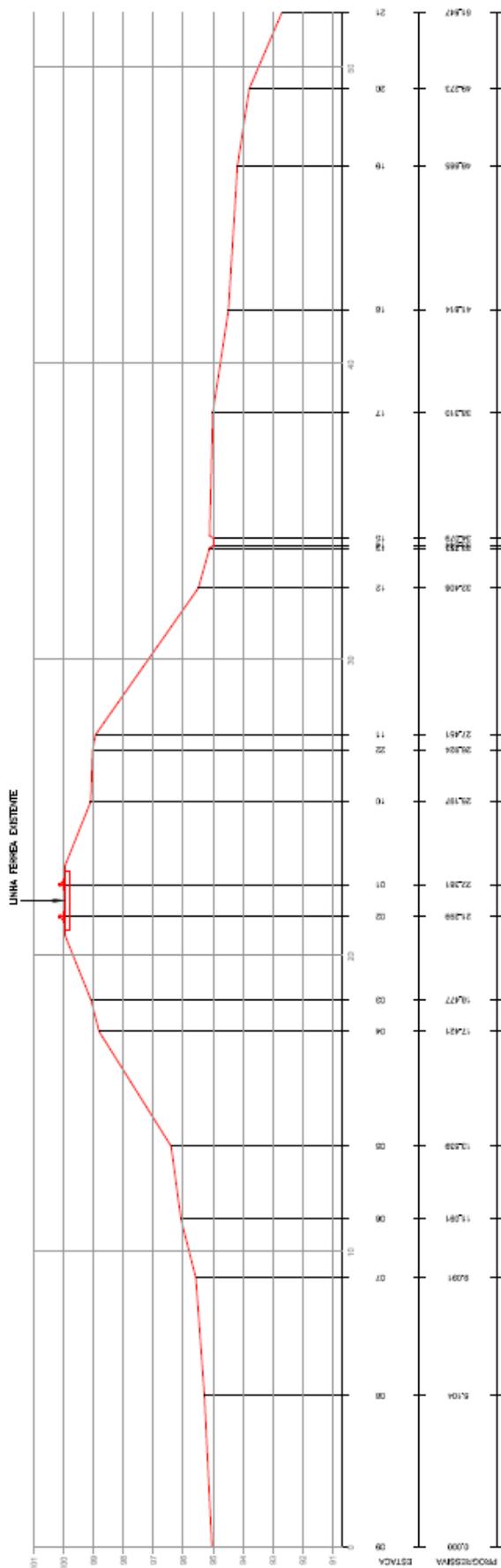
CONVENÇÕES: Table listing symbols for topographic features (roads, rivers, etc.) and geological structures (faults, folds, etc.).

CARTOGRAFIA GEOLÓGICA CONSULTADA: Table listing various geological maps used as references, including their titles, scales, and authors.

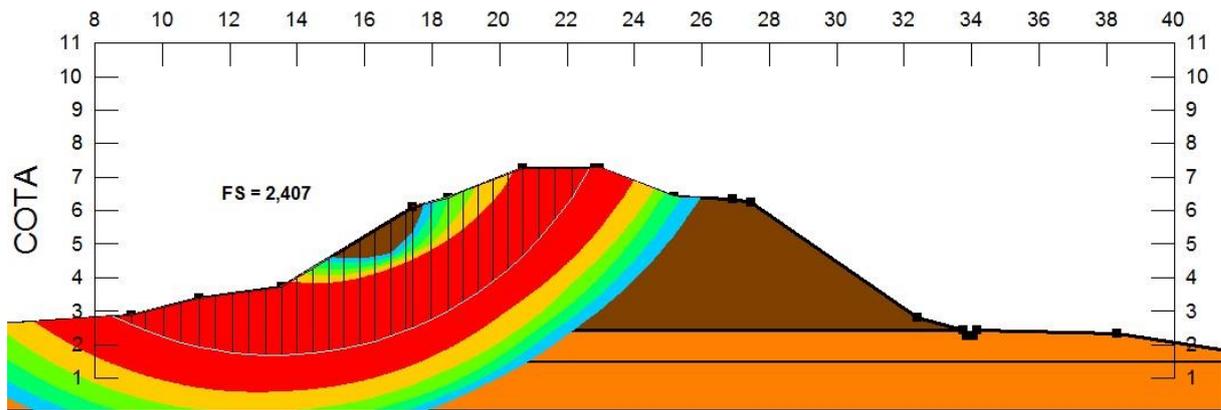
DADOS TÉCNICOS: Includes a map of Brazil showing the location of Paraná, a detailed map of Paraná with a grid, and technical data such as the datum (SAD 69) and projection (UTM).

ANEXO B - CARTA GEOLÓGICA DE CURITIBA

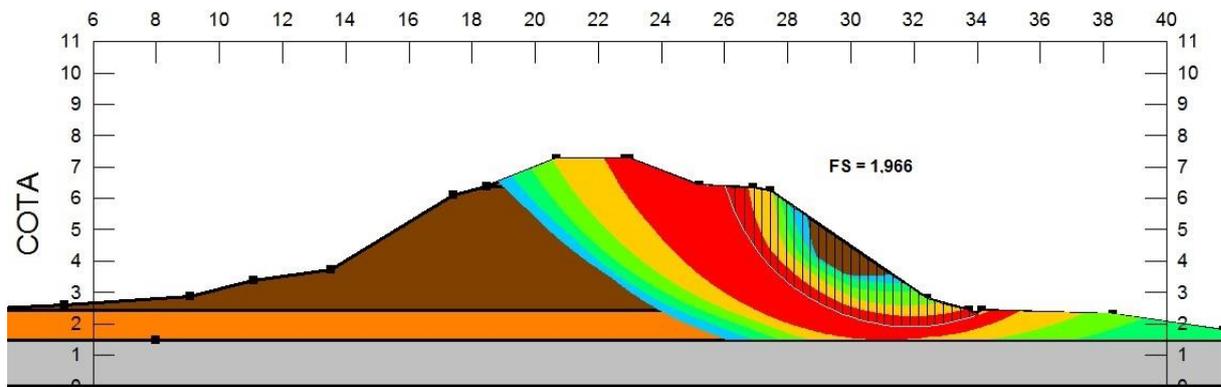
ANEXO C - SEÇÃO TRANSVERSAL



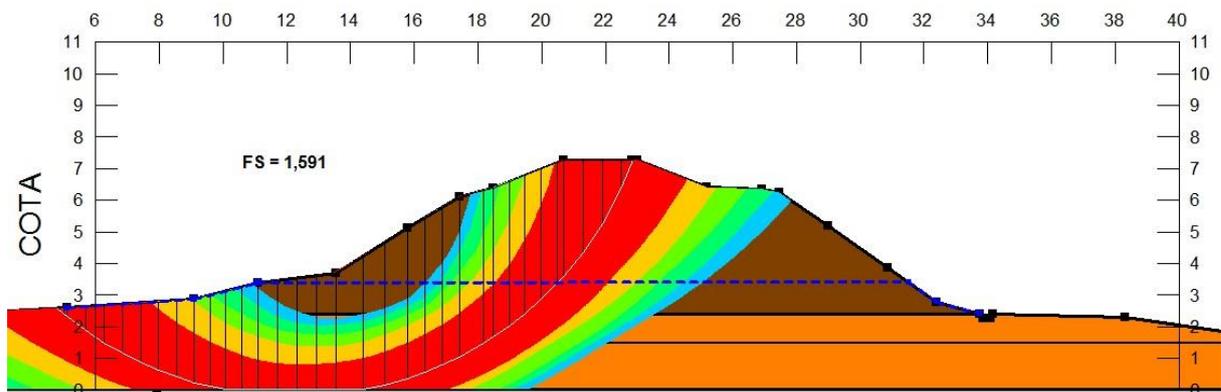
ANEXO D - MODELAGENS GEO-SLOPE



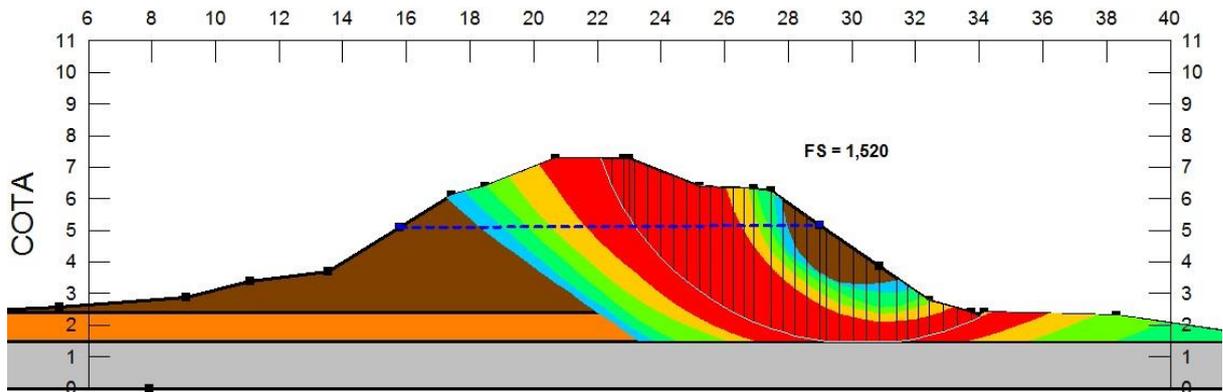
Modelagem do aterro sem sobrecargas nem linha piezométrica, com deslizamento para o lado esquerdo.



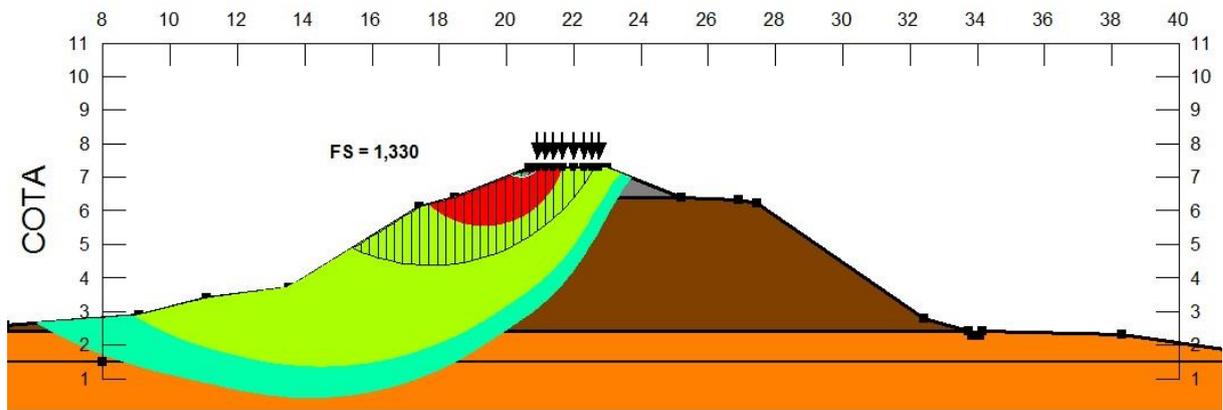
Modelagem do aterro sem sobrecargas nem linha piezométrica, com deslizamento para o lado direito.



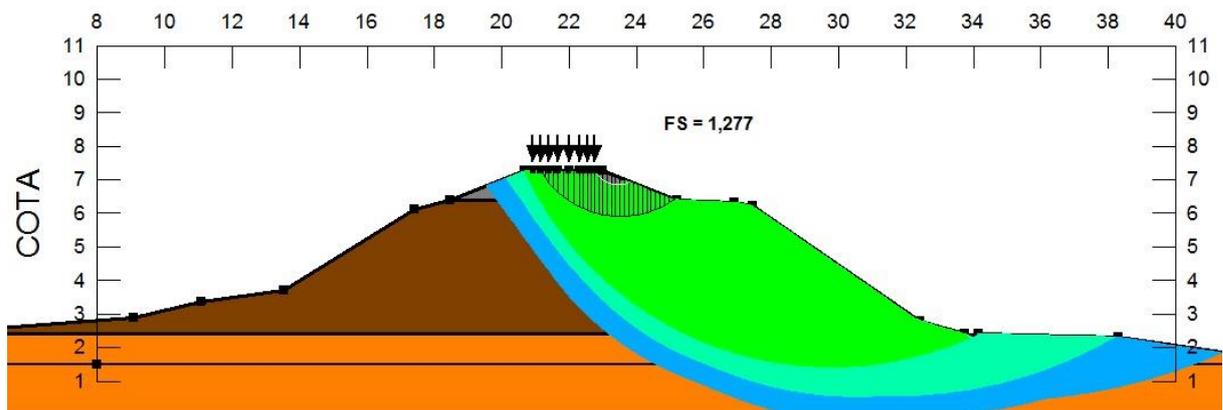
Modelagem do aterro sem sobrecargas, considerando linha piezométrica, com deslizamento para o lado esquerdo.



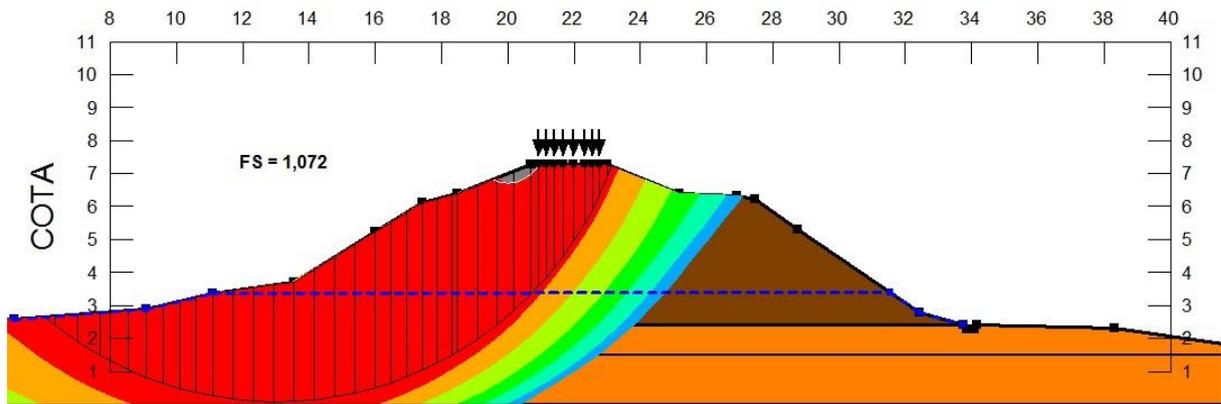
Modelagem do aterro sem sobrecargas, considerando linha piezométrica, com deslizamento para o lado direito.



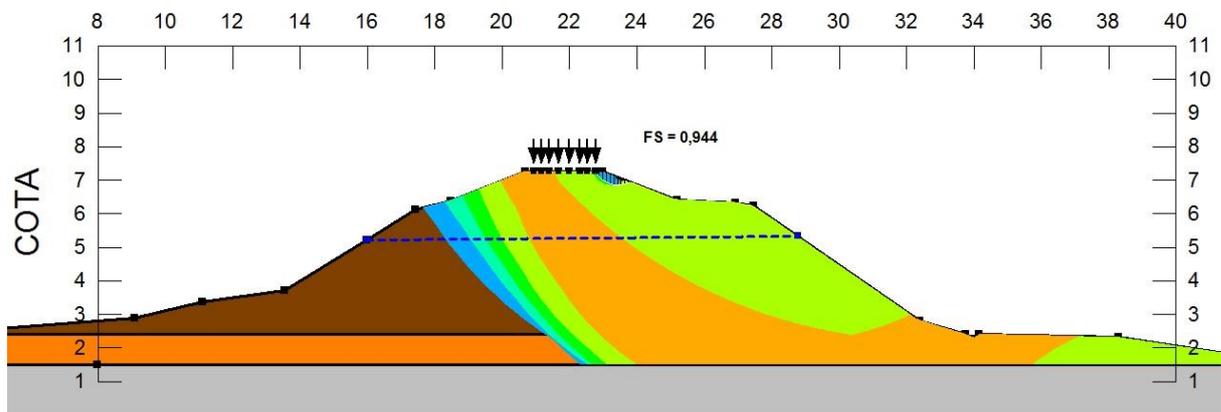
Modelagem do aterro sem linha piezométrica, considerando carregamento como carga distribuída, com deslizamento para o lado esquerdo.



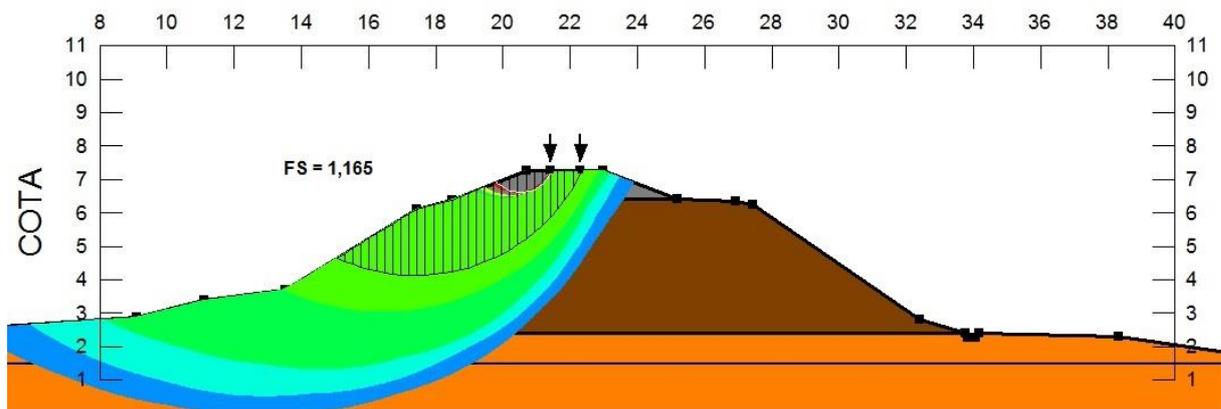
Modelagem do aterro sem linha piezométrica, considerando carregamento como carga distribuída, com deslizamento para o lado direito.



Modelagem do aterro considerando sobrecargas como carga distribuída e considerando linha piezométrica, com deslizamento para o lado esquerdo.

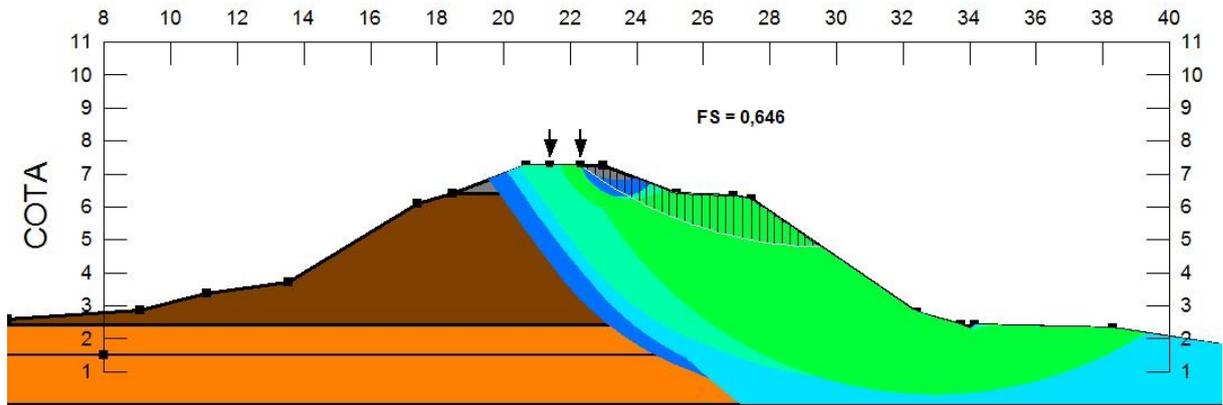


Modelagem do aterro considerando sobrecargas como carga distribuída, considerando linha piezométrica, com deslizamento para o lado direito.

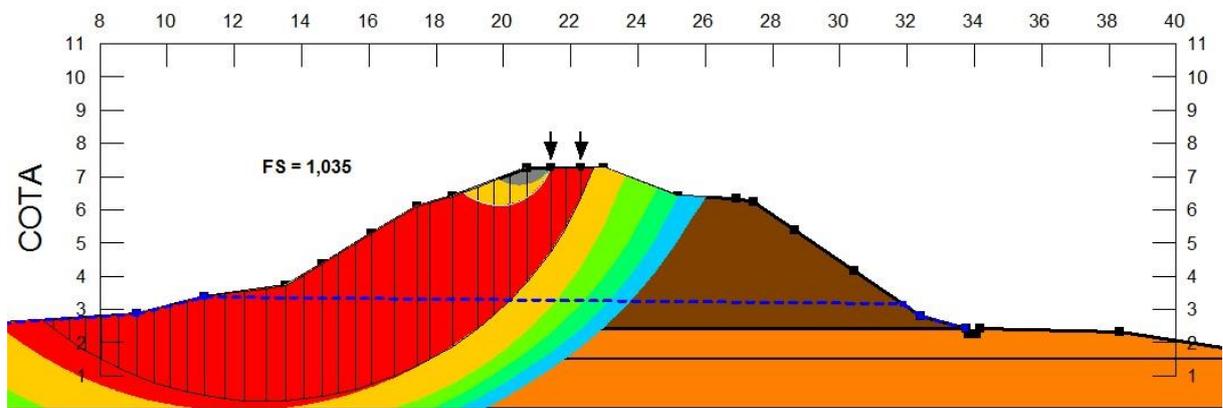


Modelagem do aterro sem linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual,

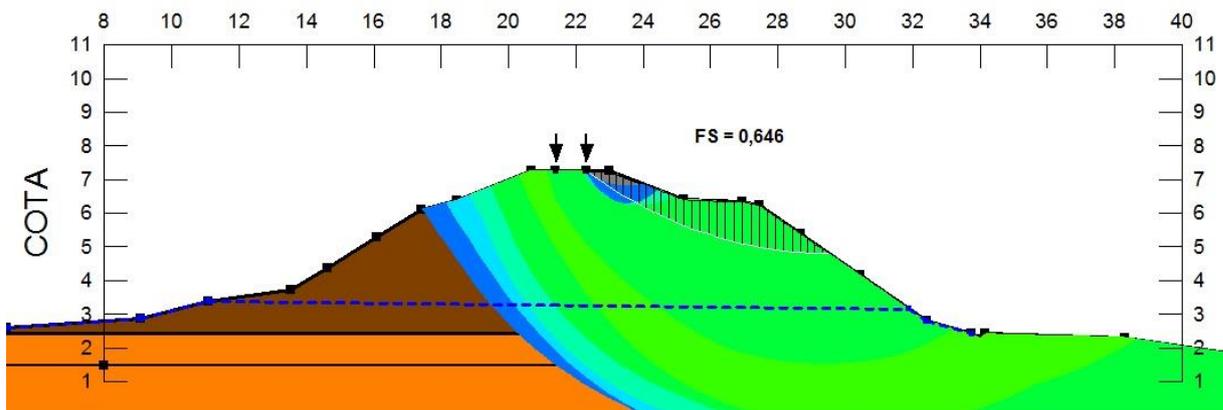
comdeslizamento para o lado esquerdo.



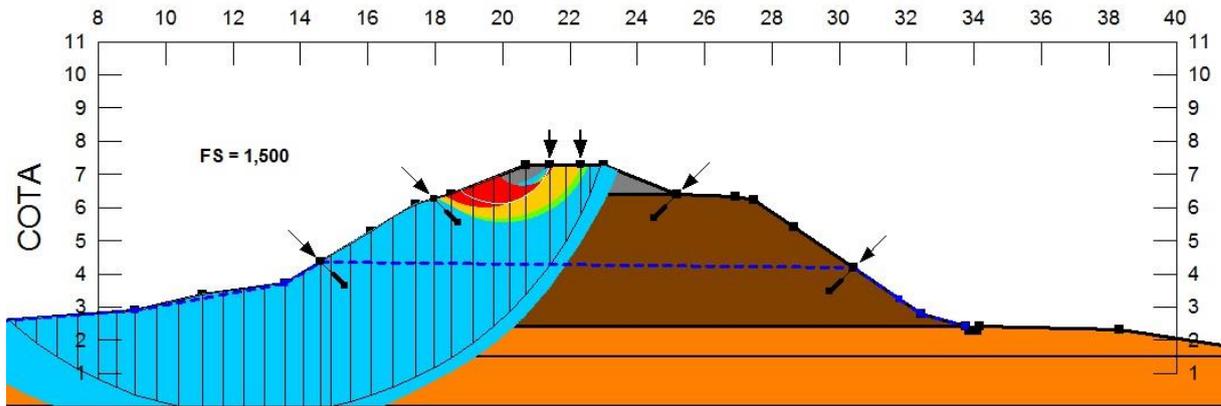
Modelagem do aterro sem linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado direito.



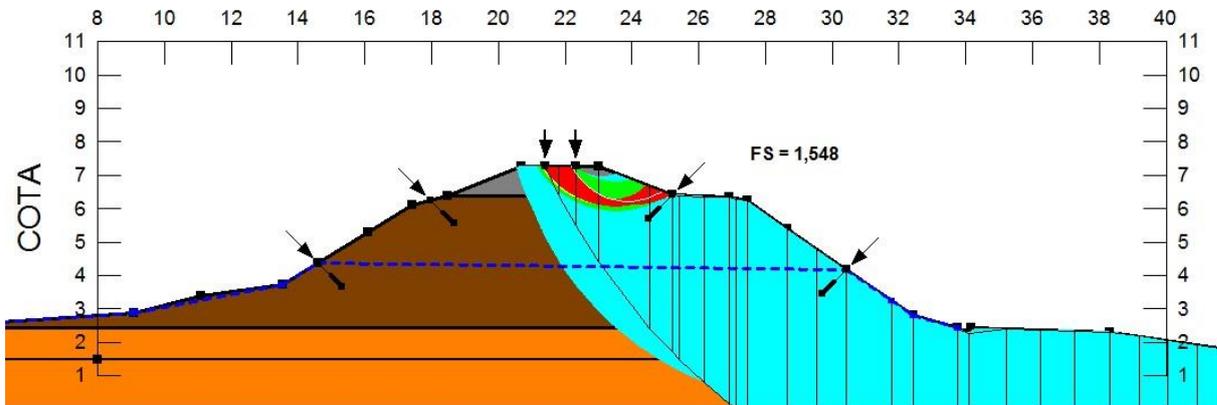
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado esquerdo.



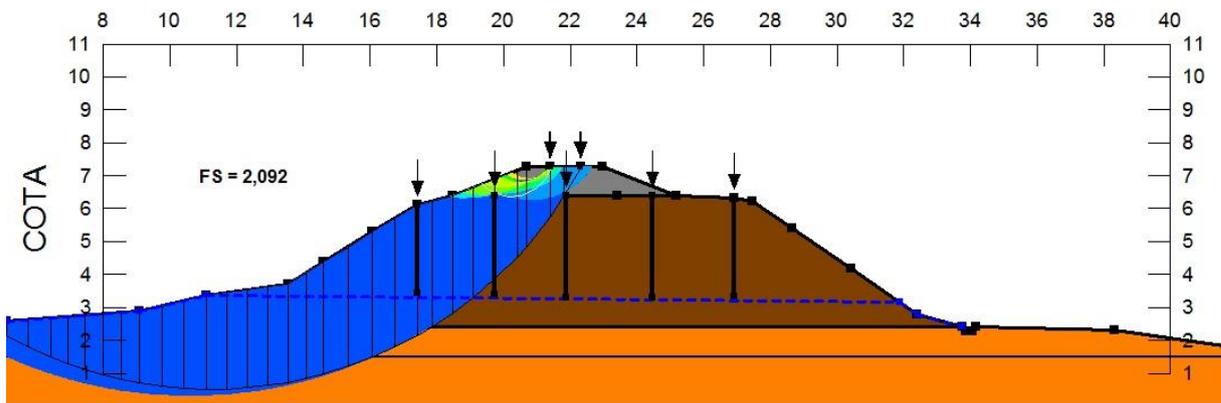
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado direito.



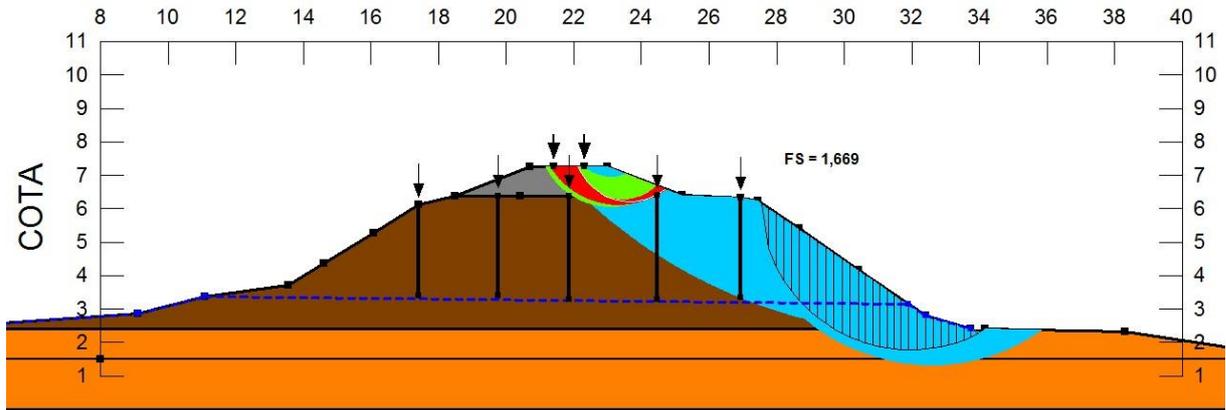
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado esquerdo, aplicando-se solução com tirantes.



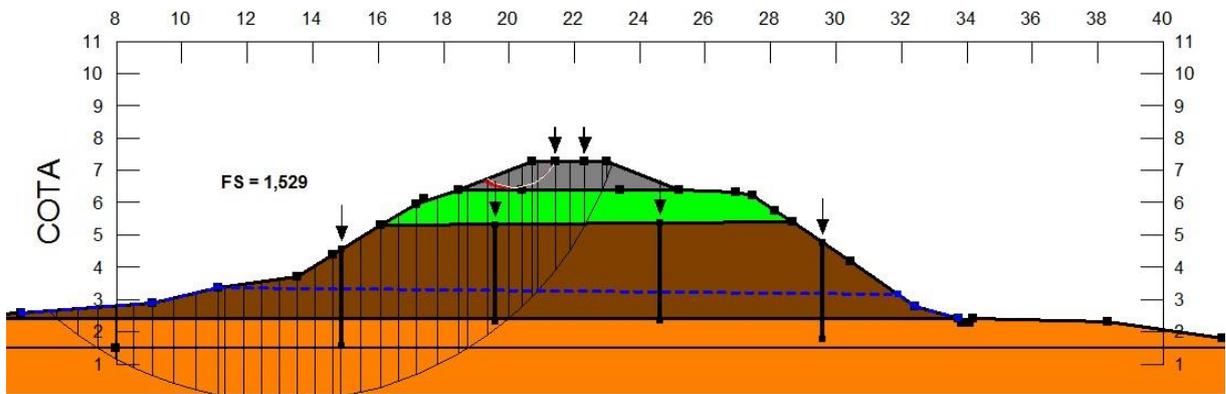
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado direito, aplicando-se solução com tirantes.



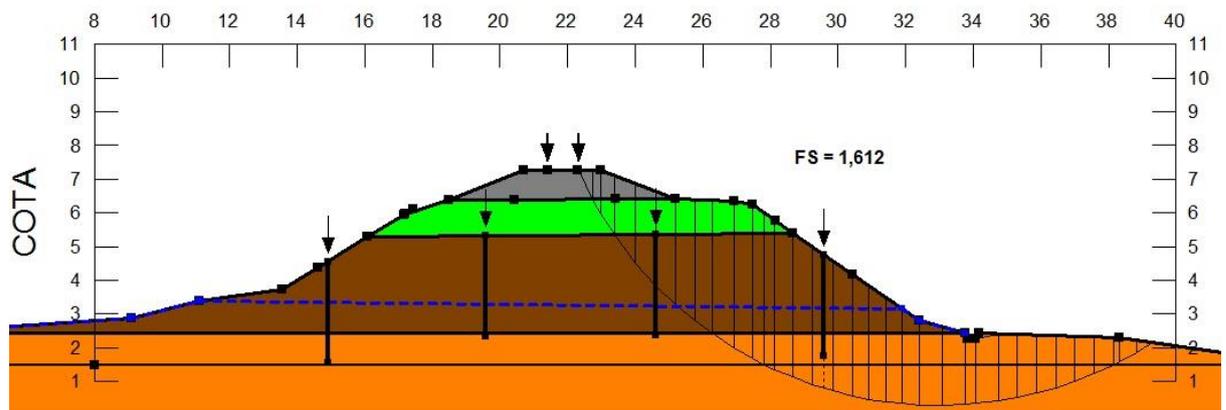
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado esquerdo, aplicando-se solução com colunas.



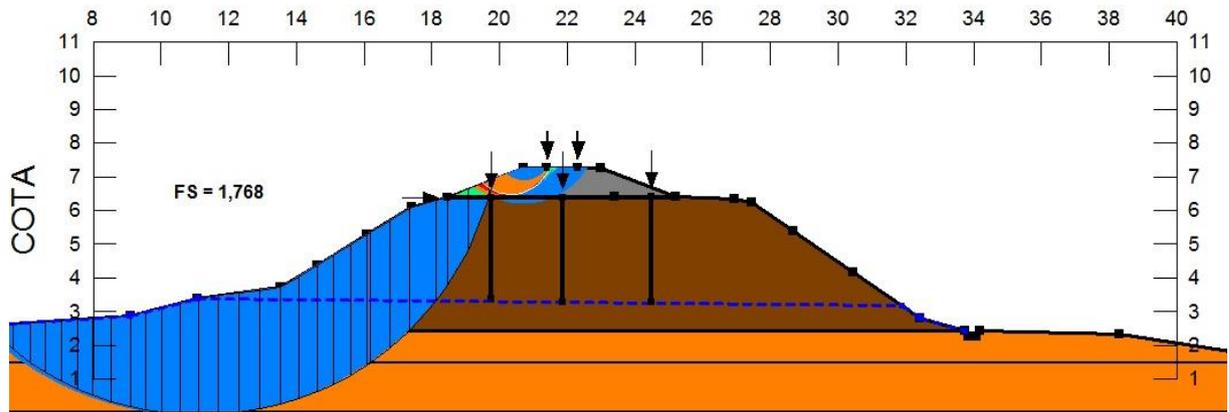
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado direito, aplicando-se solução com colunas.



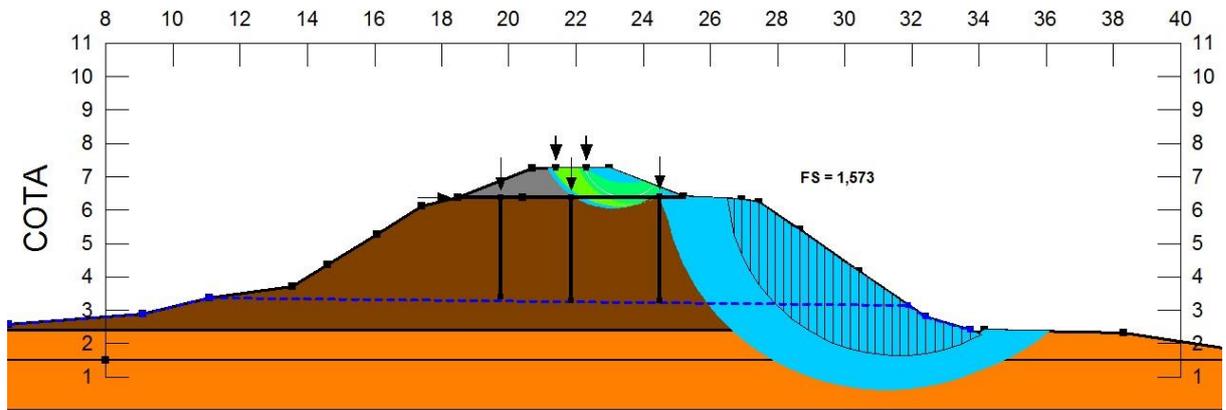
Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado esquerdo, aplicando-se solução com camada de reforço.



Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado direito, aplicando-se solução com camada de reforço.



Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado esquerdo, aplicando-se solução com colunas encabeçadas com geossintético.



Modelagem do aterro considerando linha piezométrica, considerando carregamento como carga pontual, com deslizamento para o lado direito, aplicando-se solução com colunas encabeçadas com geossintético.

ANEXO E - TABELAS COMPLEMENTARES DOS ENSAIOS

Ensaio de campo

Ensaio de teor de umidade

TEOR DE UMIDADE PRIMEIRA COLETA						
Cápsula	Massa (g)			Teor de umidade (%)	Observações	Teor de umidade médio (%)
	Cápsula vazia	Cápsula + solo úmido	Cápsula + solo seco			
A052	7,77	16,61	14,73	27,01%	na superfície do aterro	27,78%
A047	10,53	16,16	14,96	27,09%		
A027	7,88	13,14	11,95	29,24%		
A080	7,78	21,43	18,43	28,17%	maior profundidade	28,07%
A085	6,46	17,98	15,48	27,72%		
A028	6,72	16,91	14,66	28,34%		
A034	7,80	18,32	15,94	29,24%	maior profundidade ainda	29,15%
B001	11,66	27,56	24,05	28,33%		
A039	8,10	23,23	19,75	29,87%		
A077	7,55	21,14	17,94	30,80%	solo depois de transportado	31,89%
A021	7,29	19,99	16,93	31,74%		
A098	7,61	16,77	14,49	33,14%		
A035	7,89	21,04	19,09	17,41%	Na berma	19,42%
A051	6,39	14,87	13,56	18,27%		
A039	8,09	25,35	22,17	22,59%		
A090	21,52	19,55	1,97	10,08%	Na Base do aterro	14,32%
E003	23,09	19,73	3,36	17,03%		
A041	20,17	17,41	2,76	15,85%		
E019	17,82	15,52	2,3	14,82%	No aterro	15,63%
E012	20,72	18,11	2,61	14,41%		
E013	22,73	19,32	3,41	17,65%		
				23,75%	Média	

Ensaio de densidade natural

Calibragem da areia				
		Cilindro 1	Cilindro 2	
Massa (g)	Vazio	4736	4688	
	Cheio	6032	5998	
	Areia	1296	1310	
Dimensões (mm)	Diâmetro	99,85	100,16	
	Altura	127,11	127,54	
Volume (mm ³)		995326,89	1004904,81	
Massa específica aparente (g/cm ³)		1,30	1,30	1,30284542
Peso específico aparente (kN/m ³)		13,02	13,04	13,0284542
				Média

Ensaio de frasco de areia em campo- Aterro			
Massa (g)	Recipiente + Cone	Antes (g)	7890,00
		Depois (g)	6722,00
	Areia (g)		1168,00
	Areia no Cone (g)		638,50
	Solo retirado	massa úmido (g)	686,48
		teor de umidade	0,28
massa seco (g)		537,24	
Volume solo (cm ³)			406,42
Densidade relativa solo-areia calibrada			1,01
Massa específica aparente solo seco (g/cm ³)			1,32
Peso específico aparente solo seco (kN/m ³)			13,22

Ensaio de frasco de areia em campo- Berma			
Massa (g)	Recipiente + Cone	Antes (g)	7328,00
		Depois (g)	6196,00
	Areia (g)		1132,00
	Areia no Cone (g)		638,50
	Solo retirado	massa úmido (g)	505,70
		teor de umidade	19,42%
massa seco (g)		423,46	
Volume solo (cm ³)			378,79
Densidade relativa solo-areia calibrada			0,86
Massa específica aparente solo (g/cm ³)			1,12
Peso específico aparente solo (kN/m ³)			11,18

Ensaio laboratoriais

Granulometria: peneiramento

SOLO DA BASE				
Massa de sólidos:			500,00 g	
peneira (#)	diâmetro (mm)	massa retida (g)	% retida acumulada	% passante
3/8"	9,530	-	-	100,00
4	4,800	9,77	1,95	98,05
8	2,400	15,14	4,98	95,02
10	2,000	19,64	8,91	91,09
16	1,200	69,69	22,85	77,15
30	0,600	121,00	47,05	52,95
40	0,420	82,65	63,58	36,42
50	0,300	55,76	74,73	25,27
100	0,150	75,18	89,77	10,23
200	0,075	32,14	96,19	3,81
prato	0,000	18,73	99,94	0,06
TOTAL		499,70 g		

SOLO DO ATERRO				
Massa de sólidos:			558,35 g	
peneira (#)	diâmetro (mm)	massa retida (g)	% retida acumulada	% passante
3/8"	9,530	-	-	100,00
4	4,800	18,60	3,33	96,67
8	2,400	48,19	11,96	88,04
10	2,000	23,49	16,17	83,83
16	1,200	75,86	29,76	70,24
30	0,600	119,15	51,10	48,90
40	0,420	58,10	61,50	38,50
50	0,300	46,27	69,79	30,21
100	0,150	94,29	86,68	13,32
200	0,075	59,14	97,27	2,73
prato	0,000	15,27	100,00	- 0,00
TOTAL		558,36 g		

Granulometria: sedimentação

SEDIMENTAÇÃO ATERRO										
Massa específica real (g/cm ³):		2,411					Densímetro N°			
Seção da proveta (cm ²):		27,06								
Data	Tempo (min)	Leitura do Densímetro	Temperatura °C	Leitura em Meio Dispersor	Leitura Corrigida	Viscosidade (g.s/cm ²)	Altura de queda (cm)	Diâmetro (mm)	% amost. total	
-	0,5	1,0190	20	1,0023	0,0167	1,03E-05	13,71	0,0775	22,08	
-	1	1,0185	20	1,0023	0,0162	1,03E-05	13,80	0,0550	21,42	
-	2	1,0180	20	1,0023	0,0157	1,03E-05	13,90	0,0390	20,76	
-	4	1,0180	20	1,0023	0,0157	1,03E-05	12,60	0,0263	20,76	
-	8	1,0175	20	1,0023	0,0152	1,03E-05	12,70	0,0187	20,10	
-	15	1,0169	20	1,0023	0,0146	1,03E-05	12,82	0,0137	19,30	
-	30	1,0160	20	1,0023	0,0137	1,03E-05	13,00	0,0097	18,11	
-	60	1,0155	20	1,0023	0,0132	1,03E-05	13,09	0,0069	17,45	
-	120	1,0151	20	1,0023	0,0128	1,03E-05	13,17	0,0049	16,92	
-	240	1,0150	20	1,0023	0,0127	1,03E-05	13,19	0,0035	16,79	
-	480	1,0150	20	1,0023	0,0127	1,03E-05	13,19	0,0025	16,79	
-	3600	1,0140	20	1,0023	0,0117	1,03E-05	13,39	0,0009	15,47	

SEDIMENTAÇÃO BASE									
Massa específica real (g/cm ³):		2,411					Densímetro N°		
Seção da proveta (cm ²):		27,06							
Data	Tempo (min)	Leitura do Densímetro	Temperatura °C	Leitura em Meio Dispersor	Leitura Corrigida	Viscosida (g.s/cm ²)	Altura de queda(cm)	Diâmetro (mm)	% amost. total
-	0,5	1,0189	20	1,0023	0,0166	1,03E-05	13,72	0,0776	25,28
-	1	1,0183	20	1,0023	0,0160	1,03E-05	13,84	0,0551	24,37
-	2	1,0180	20	1,0023	0,0157	1,03E-05	13,90	0,0390	23,91
-	4	1,0178	20	1,0023	0,0155	1,03E-05	12,64	0,0263	23,60
-	8	1,0171	20	1,0023	0,0148	1,03E-05	12,78	0,0187	22,54
-	15	1,0169	20	1,0023	0,0146	1,03E-05	12,82	0,0137	22,23
-	30	1,0160	20	1,0023	0,0137	1,03E-05	13,00	0,0097	20,86
-	60	1,0156	20	1,0023	0,0133	1,03E-05	13,08	0,0069	20,25
-	120	1,0151	20	1,0023	0,0128	1,03E-05	13,17	0,0049	19,49
-	240	1,0148	20	1,0023	0,0125	1,03E-05	13,23	0,0035	19,04
-	480	1,0144	20	1,0023	0,0121	1,03E-05	13,31	0,0025	18,43
-	3600	1,0143	20	1,0023	0,0120	1,03E-05	13,33	0,0009	18,27

Determinação do peso específico real dos grãos (Gs)

Picnômetro N°		I	II	III
TEMPERATURA DA ÁGUA E SOLO (°C)	T	23	23	23
CÁPSULA N°				
PICNÔMETRO + SOLO SECO (g)		123,780	148,110	151,060
PICNÔMETRO (g)		113,750	140,360	140,060
PICNÔMETRO + ÁGUA (g)	Ww	607,030	623,380	625,060
PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (g)	Wws	612,840	627,910	631,580
SOLO SECO (g)	Ws	10,030	7,750	11,000
ÁGUA DESLOCADA (Ws + Ww + Wws) (g)		4,220	3,220	4,480
FATOR DE CORREÇÃO	K	0,999	0,999	0,999
DENSIDADE REAL DOS GRÃOS (g/cm ³) Ws.K / (Ws + Ww + Wws)	Gs	2,375	2,405	2,454
Gs (g/cm³)	Média	2,411		

Limite de Liquidez

CÁPSULA	MASSA	CÁP.+SOLO ÚMIDO	CÁP.+SOLO SECO	SOLO SECO	ÁGUA	W (%)
A036	6,69	10,59	9,26	2,57	1,33	51,75%
A057	6,48	9,88	8,73	2,25	1,15	51,11%
A039	8,09	13,13	11,42	3,33	1,71	51,35%
36 GOLPES					MÉDIA	51,40%

CÁPSULA	MASSA	CÁP.+SOLO ÚMIDO	CÁP.+SOLO SECO	SOLO SECO	ÁGUA	W (%)
E012	7,96	13,78	11,84	3,88	1,94	50,00%
A073	6,71	10,72	9,28	2,57	1,44	56,03%
A084	6,53	11,26	9,61	3,08	1,65	53,57%
34 GOLPES					MÉDIA	53,20%

CÁPSULA	MASSA	CÁP.+SOLO ÚMIDO	CÁP.+SOLO SECO	SOLO SECO	ÁGUA	W (%)
A002	7,63	11,95	10,41	2,78	1,54	55,40%
A035	7,89	11,61	10,28	2,39	1,33	55,65%
A051	6,4	11,31	9,52	3,12	1,79	57,37%
25 GOLPES					MÉDIA	56,14%

CÁPSULA	MASSA	CÁP.+SOLO ÚMIDO	CÁP.+SOLO SECO	SOLO SECO	ÁGUA	W (%)
A008	7,07	11,59	9,87	2,80	1,72	61,43%
A015	10,49	14,94	13,22	2,73	1,72	63,00%
A069	7,56	13,32	11,19	3,63	2,13	58,68%
13 GOLPES					MÉDIA	61,04%

CÁPSULA	MASSA	CÁP.+SOLO ÚMIDO	CÁP.+SOLO SECO	SOLO SECO	ÁGUA	W (%)
A018	6,71	10,61	9,09	2,38	1,52	63,87%
A014	8,18	12,12	10,64	2,46	1,48	60,16%
A092	7,61	12,37	10,57	2,96	1,8	60,81%
20 GOLPES					MÉDIA	61,61%

Limite de Plasticidade

Número da cápsula	A002	A036	A057	A072	A014
Peso da cápsula (g)	7,65	6,69	6,49	7,08	6,80
Peso da cápsula + solo úmido (g)	8,82	7,41	7,41	8,02	7,72
Peso da cápsula + solo seco (g)	8,56	7,29	7,21	7,83	7,54
Peso de solo úmido (g)	1,17	0,72	0,92	0,94	0,92
Peso de solo seco (g)	0,91	0,60	0,72	0,74	0,73
Peso de água (g)	0,26	0,12	0,20	0,19	0,18
Teor de umidade (%)	28,57	20,00	27,78	26,01	24,89
Limite de Plasticidade	25,45%				

ÍNDICE DE**PLASTICIDADE:****31,50%**

Expansibilidade

No molde CBR:

EXPANSIBILIDADE	Molde 1
h inicial	11,43 cm

Extensômetro	Tempo	Teor de umidade (%)
16,00 mm	inicial	25,00%
22,70 mm	-	28,41%
22,92 mm	final	30,17%
Expansão	6,05%	

Com a amostra indeformada:

h inicial (cm)	3,25
Horário	Leitura (mm)
4/2/14 18:00	5,00
4/2/14 18:10	5,34
4/2/14 18:20	5,57
4/2/14 18:30	5,62
4/2/14 19:30	5,64
4/2/14 20:40	5,64
5/2/14 17:50	5,65
6/2/14 21:10	5,65
Expansão amostra indeformada	2,00%

Contração

Com anel de ensaio oedométrico:

	Diâmetro	Estado
D anel (mm)	75	saturado
D cont.1 (mm)	73,76	ambiente
D cont.2 (mm)	69,73	seco estufa
Contração diametral (%)	7,02%	

Com amostra indeformada:

Diâmetro Inicial	Diâmetro após contração higroscópica				Diâmetro Final	Contração
	d1	d2	d3			
3,767	3,67	3,55	3,68	3,63	3,58%	
3,767	3,74	3,45	3,77	3,65	3,01%	
3,717	3,53	3,65	3,6	3,59	3,32%	
				Média	3,30%	

CBR

Penetração (mm)	Pressão (MPa)	Pressão padrão (MPa)	CBR
2,54	0,05	6,90	0,68%
5,08	0,07	10,35	0,71%
		CBR	0,71%

**ANEXO F - PARECER TÉCNICO DOS TÉCNICOS DO LABORATÓRIO DE FÍSICA
- UTFPR (ENSAIO DE FLUORESCÊNCIA)**



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Elétrica e Informática Industrial
Av. Sete de Setembro, 3165 – 80230-901 – Curitiba – PR
Brasil



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA ELÉTRICA
E INFORMÁTICA INDUSTRIAL

Ofício nº 28/02/2014-01

Curitiba, 28 de fevereiro de 2014.

Aos Interessados: Akemi Saito, Matheus Hella, Carlos Henrique Nakashima, alunos do curso de Engenharia Civil, da UTFPR.

Finalidade: Pesquisa relacionada ao Trabalho de Conclusão de Curso dos alunos citados acima.

Referência: Caracterização de solos, Estrada de Ferro Curitiba-Ponta Grossa, km 126, Lapa, Paraná.

PARECER TÉCNICO

1. Introdução

Com o objetivo de pesquisa, o Grupo de Pesquisa em Espectroscopia por Fluorescência de raios X do Laboratório de Física Nuclear Aplicada da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR realizou duas medidas de Caracterização de solos por meio da técnica de Fluorescência de raios X. O solo analisado pertence à área coberta pela Estrada de Ferro Curitiba-Ponta Grossa, km 126, entre as Estações Engenheiro Bley e Estação Iguazu na cidade da Lapa, região metropolitana de Curitiba, Paraná. Portanto, este parecer técnico tem como fim apresentar algumas considerações relevantes sobre os resultados encontrados.

2. Coleta dos dados e condições experimentais

As amostras foram coletadas pelos interessados, armazenados em sacos plásticos rotulados como “Solo A” e “Solo B”. Foram entregues para análise as seguintes quantidades, em massa, das amostras: “Solo A” 0,134 kg e “Solo B” 0,200 kg. Para a caracterização foi necessário à utilização das quantidades, em massa, das amostras: “Solo A” 0,010 kg e “Solo B” 0,015 kg. Admitindo homogeneidade das amostras, os resultados da caracterização foram extrapolados para toda a amostra.

Para a caracterização elementar das amostras foi empregada a técnica de Fluorescência de raios X por dispersão de energia (EDXRF, em inglês), baseada na detecção de fótons raios X secundários emitidos pelos átomos presentes na amostra, após serem excitados por uma fonte externa. Os equipamentos utilizados na análise foram: Detector “SDD-123”, da empresa AMPTEK e o tubo de raios X “Mini X”, com alvo de prata, da empresa AMPTEK. As configurações utilizadas para operação do tubo de raios X foram: tensão de 40 kV e corrente de 5 μ A.

As amostras foram espalhadas sobre uma placa suporte para serem irradiadas pelo período de 600 s. Foram adotadas duas condições de análise: A primeira consistiu na adição de 3 ml ácido Bórico às amostras com espera de 24 horas para realizar a análise. O ácido bórico tem função quelante para átomos em pequena concentração. Doravante, essa condição será denominada “Condição 01”. A segunda condição consistiu na análise sem tratamento químico da amostra. Doravante, essa condição será denominada “Condição 02”.

3. Apresentação dos resultados

Os dados são apresentados para cada amostra, para cada uma das condições.

1. Amostra “Solo A”

As figuras 01 e 02 apresentam os espectros obtidos pela análise da amostra “Solo A” com a técnica de EDXRF, nas duas condições propostas. Foi possível detectar a presença dos seguintes elementos: *Si, Ca, Ti, V, Mn, Fe, Ni, Cu, Zn, Y e Sr e Zr*

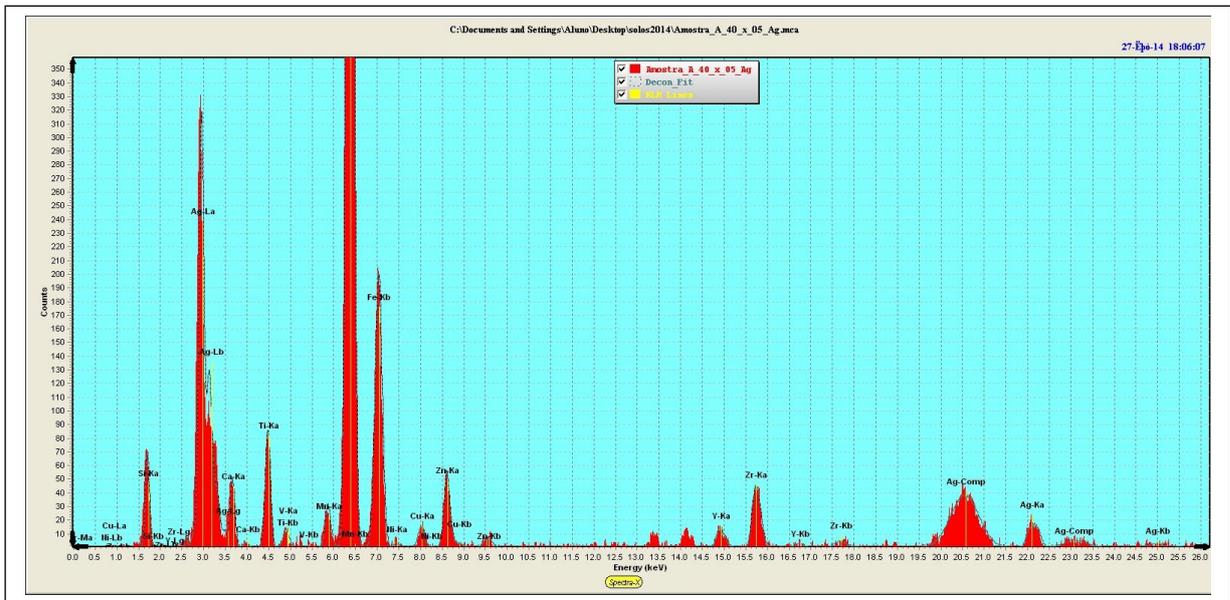


Figura 01: Espectro obtido da amostra “Solo A” na “condição 01”

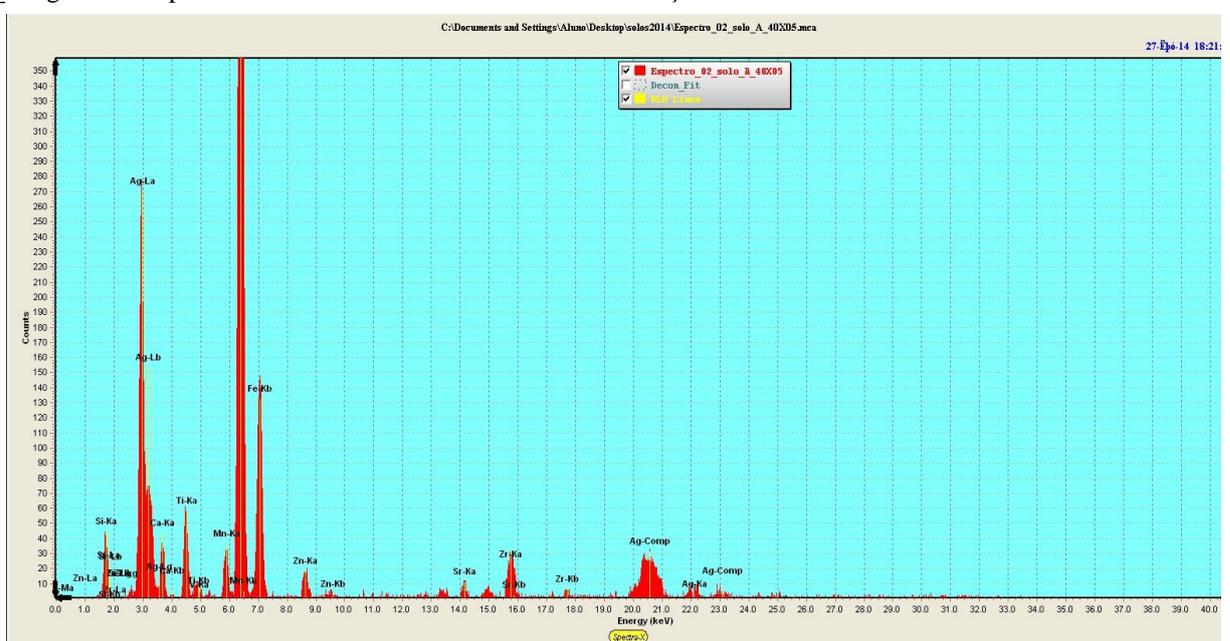


Figura 02: Espectro obtido da amostra “Solo A” na “condição 02”

2. Amostra “Solo B”

As figuras 03 e 04 apresentam os espectros obtidos pela análise da amostra “Solo B” com a técnica de EDXRF, nas duas condições propostas. Foi possível detectar a presença dos seguintes elementos: *Si, Ca, Ti, V, Mn, Fe, Cu, Zn, Y e Sr e Zr*

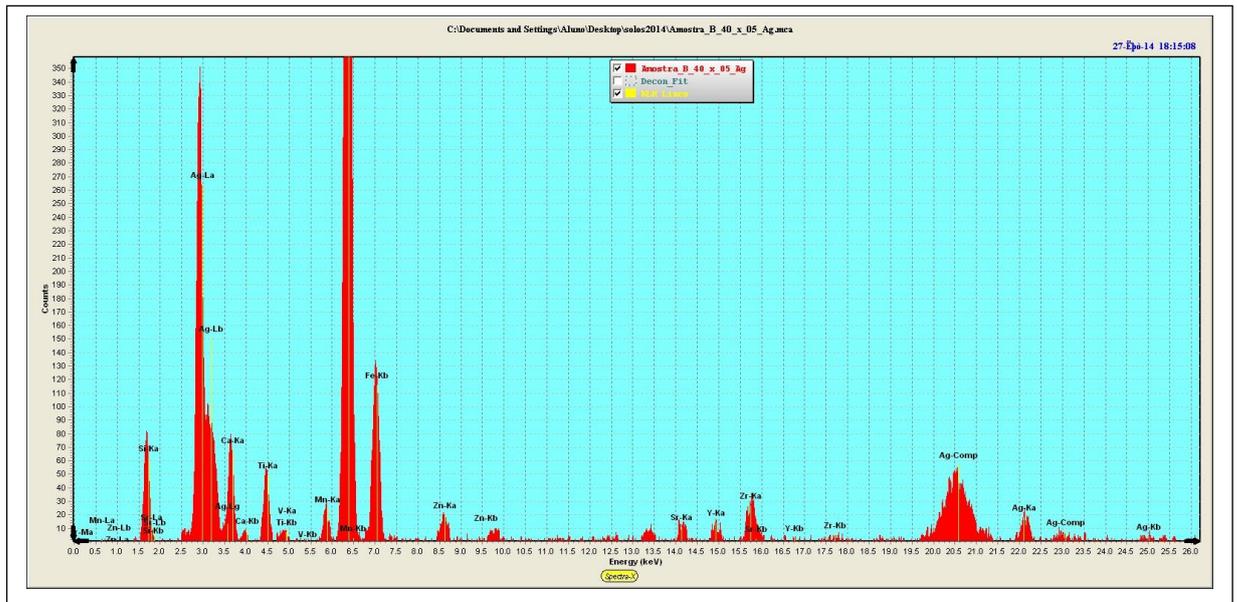


Figura 03: Espectro obtido da amostra “Solo B” na “condição 01”

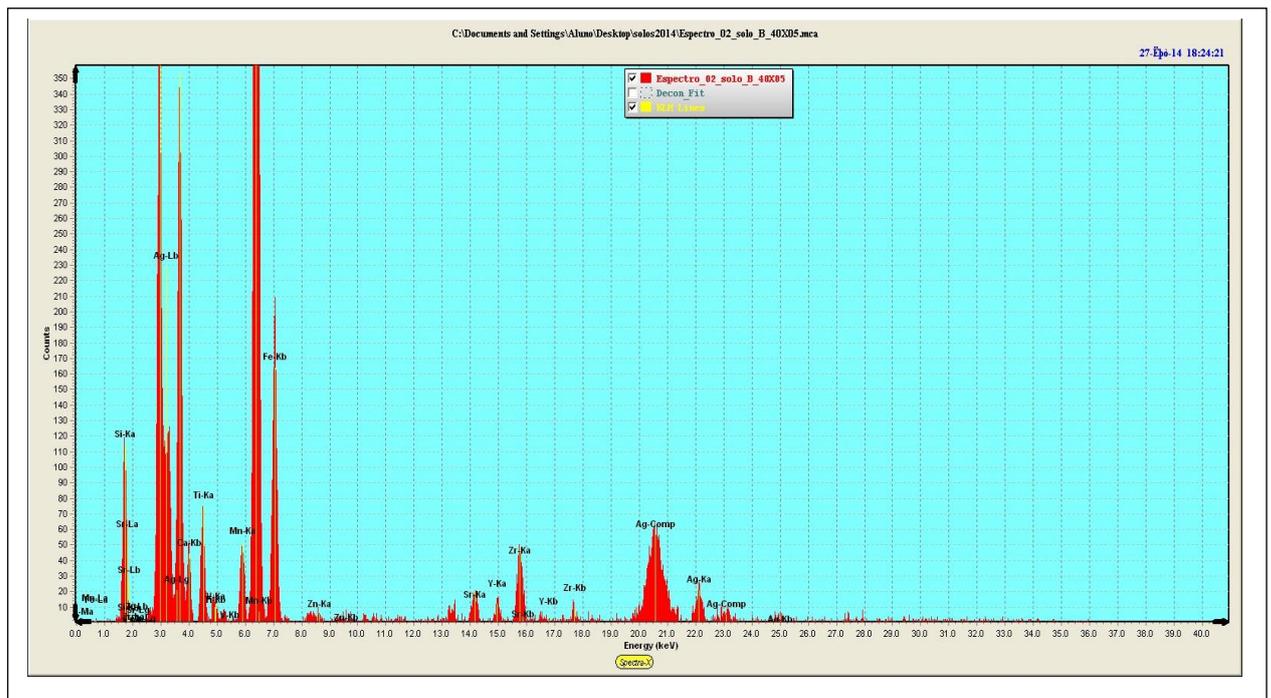


Figura 04: Espectro obtido da amostra “Solo B” na “condição 02”

Agradecemos pela atenção.

Sergei Anatolyevich Paschuk, Dr.- Pesquisador-Líder

Grupo de Pesquisa em Espectroscopia por Fluorescência de raios X
Laboratório Física Nuclear Aplicada
