

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo geotécnico visando o aumento da plataforma na ERS/122
através de aterro com materiais leves**

Darlan Tomazini

Porto Alegre

2015

DARLAN TOMAZINI

**ESTUDO GEOTÉCNICO VISANDO O AUMENTO DA
PLATAFORMA NA ERS/122 ATRAVÉS DE ATERRO COM
MATERIAIS LEVES: RESÍDUOS DE PNEUS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre

2015

DARLAN TOMAZINI

**ESTUDO GEOTÉCNICO VISANDO O AUMENTO DA
PLATAFORMA NA ERS/122 ATRAVÉS DE ATERRO COM
MATERIAIS LEVES: RESÍDUOS DE PNEUS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, área de concentração - Geotecnia, para aprovação em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de novembro de 2015

Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela University of London, UK.
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Cezar Burckert Bastos (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Daniel Sergio Presta García (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho ao Ivo Lauro, meu pai, meu grande torcedor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que de alguma maneira contribuíram para a realização desse trabalho, inclusive os que não estão citados. Certamente não será possível colocar o nome de todos, mas muitos foram de grande importância no desenvolvimento da pesquisa, seja por um ensinamento pontual e circunstancial, por uma palavra de incentivo ou simplesmente por doar seu tempo para ouvir as inúmeras ideias que ocorreram antes e durante o desenvolvimento do estudo.

Agradeço principalmente aos meus pais Ivo e Derilde, que torceram para que eu conseguisse finalizar mais esta etapa da minha vida. Especialmente meu pai que acreditou em mim, em momentos que até eu acreditava que as possibilidades de continuar tivessem esgotado. Meus pais são o meu maior exemplo de vida!

Agradeço a minha esposa, Roseana Tesser, pela companhia nessa caminhada e também por sempre acreditar que o trabalho chegaria ao fim. Obrigado por dormir perto de mim enquanto eu estudava!

Agradeço a todo corpo docente do Mestrado Acadêmico do PPGE/UFRGS pelas aulas ministradas. Agradeço em especial os professores Fernando Schnaid e Washington Perez Núñez por de uma maneira simples conseguir reduzir a distância entre professor e aluno e facilitar o aprendizado através dessa maior proximidade.

Agradeço à empresa, Bourscheid Engenharia e Meio Ambiente, que permitiu acessar dados referentes ao estudo parcial já desenvolvido para o projeto da área de estudo dessa pesquisa. Agradeço também aos colegas de trabalho e ao Diretor Carlos Muller (Projetos Rodoviários) pela amizade e por sempre compreender os momentos que precisei me ausentar da empresa.

Agradeço aos meus amigos que compreenderam os momentos em que não pude comparecer aos eventos e confraternizações, e que mesmo assim, nunca deixaram de continuar me convidando e até hoje continuam ao meu lado.

Agradeço ao pessoal do laboratório do LAGEO/UFRGS, em especial Jair Francisco Floriano da Silva, por me ensinar a utilizar da todos os equipamentos de laboratório que foram necessários para o desenvolvimento da pesquisa. É muito importante poder contar com

alguém que consegue manter a calma em momentos que estamos muito preocupados. O conhecimento e a calma do Jair tornam o trabalho mais leve e possível de realizar.

Agradeço ao Doutorando Lucas Delongui pela ajuda na utilização dos equipamentos de laboratório e discussão de resultados. Da mesma forma agradeço ao Mestrando Matheus Matuella por também me ajudar no desenvolvimento dos ensaios. Foram duas pessoas essenciais no desenvolvimento da pesquisa.

Agradeço por último, e da maneira muito especial, ao Prof. Luiz Antônio Bressani, orientador deste trabalho pela atenção, incentivo e ensinamentos durante o desenvolvimento do trabalho. Agradeço a ele por esse precioso tempo de convívio, pela paciência, pela ótima metodologia de ensino, simplificação de problemas grandiosos. Foi realmente um orgulho enorme ter sido ministrado por ele nessa dissertação. Com muita honra tenho o Professor Bressani como um amigo, um sábio amigo.

Cada sonho que você deixa para trás, é um pedaço do seu futuro que deixa de existir.

Steve Jobs

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS LEVES EM RODOVIAS COM PRESENÇA DE TALUDES INSTÁVEIS	14
2.1	ESTABILIDADE DE TALUDES EM MEIA ENCOSTA.....	14
2.1.1	Escorregamentos.....	15
2.1.2	Fatores envolvidos na estabilidade de taludes.....	20
2.1.3	Etapas no estudo de taludes instáveis	21
2.1.4	Investigação e determinação de parâmetros.....	24
2.1.5	Colúvios	30
2.2	UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS LEVES EM ATERROS RODOVIÁRIOS	35
2.2.1	UTILIZAÇÃO DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) EM ATERROS ...	37
2.2.1.1	Características do material.....	37
2.2.1.2	Aplicação em obras de engenharia	39
2.2.2	PNEUS DESCARTADOS	43
2.2.2.1	Caracterização dos pneus	44
2.2.2.2	Aplicação de pneus descartados em obras na engenharia civil.....	45
2.2.3	ARGILA EXPANDIDA	63
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA.....	66
3.1	GEOLOGIA	67
3.2	GEOMORFOLOGIA.....	69
3.3	HIDROLOGIA E VEGETAÇÃO	69

3.4	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E TOPOGRÁFICAS.....	72
3.5	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	83
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	94
4.1	MATERIAIS UTILIZADOS	95
4.2	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	98
4.3	ENSAIO TRIAXIAL	101
4.4	ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA UNIDIMENSIONAL	104
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	107
5.1	Ensaio de cisalhamento direto	107
5.1.1	Amostras com material britado	107
5.1.2	Amostras com pneus picados	110
5.1.3	Amostras com material britado e pneus picados	113
5.2	Ensaio Triaxiais Convencionais.....	116
5.3	Ensaio de Compressão CONFINADA unidimensional	122
6	ESTUDO DE ESTABILIDADE E DEFORMAÇÃO DA SEÇÕES TRANSVERSAL	127
6.1	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DOS MATERIAIS	127
6.2	DEFINIÇÃO DO TAMANHO DA PLATAFORMA.....	132
6.3	DEFINIÇÃO DA SEÇÃO REPRESENTATIVA E MATERIAIS.....	137
6.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA AS ALTERNATIVAS.....	140
6.4.1	ATERRO COM SOLO LOCAL	141
6.4.2	ATERRO CONVENCIONAL	142

6.4.3	ATERRO MISTO.....	144
6.4.4	ATERRO DE PEDAÇOS DE PNEUS	146
6.5	ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO PARA OS ATERROS CONTENDO PNEUS PICADOS	148
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	152

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Classes de materiais sugeridas por Leroueil et al. (1996) apud Nummer (2003).....	16
Figura 2: Superfície de ruptura de escorregamento rotacional (GERSCOVICH, 2014).....	19
Figura 3: Superfície de ruptura de escorregamento translacional (GERSCOVICH, 2014).....	19
Figura 4: Superfície de ruptura de escorregamento em cunha (GERSCOVICH, 2014).	20
Figura 5: Processo de formação de um colúvio (Deere e Patton, 1971 apud Silveira, 2003)..	31
Figura 6: Relação tensão-deformação do EPS (Adaptado, GEOFOAM, 2014).	38
Figura 7: Substituição de parte do solo de aterro por placas de EPS (GEOFOAM, 2014).	39
Figura 8: Utilização de EPS para diminuir esforços nas estruturas de contenção (GEOFOAM, 2014).	39
Figura 9: Seção antes e depois da reconstrução de 1966. (Adaptado, GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).	40
Figura 10: Tratamento proposto utilizando EPS (Adaptado, GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).	41
Figura 11: Vista final da estrada após utilização de aterro com EPS (GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).	41
Figura 12: Solução adotada (Adaptado, GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).....	42
Figura 13: Detalhes do processo executivo (GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).....	43
Figura 14: Estrutura com fardos de pneus avaliada (PRIKRYL et al., 2005).....	48
Figura 15: Efeito das tiras de pneus no ângulo de atrito na areia A (Adaptado ATTON, 2005).	60
Figura 16: O efeito de tiras de pneu na resistência ao cisalhamento para a areia A (ATTON, 2005).	60

Figura 17: Relação entre tensão normal e resistência ao cisalhamento devido às tiras de pneus para a areia A (ATTON, 2005).....	61
Figura 18: Relação entre a porcentagem de tiras de pneus e ângulos de atrito medidos (ATTON, 2005).....	61
Figura 19: Mapa Político do Rio Grande do Sul	66
Figura 20: Localização do trecho e indicação de cidades próximas (Google Earth, 2015).....	67
Figura 21: Perfil típico de um derrame basáltico na formação Serra Geral (Leinz e Amaral, 1978; apud Martinello, 2006).....	68
Figura 22: Precipitação média mensal	71
Figura 23: Número médio de dias chuvosos por mês.	71
Figura 24: Vegetação presente em ambos lados da via no km 42+540, com acesso a estrada vicinal.....	72
Figura 25: Imagem aérea reduzida do trecho estudado (Bourscheid, 2011).....	73
Figura 26: Seção geral existente no trecho.....	74
Figura 27: Greide existente entre o km 40+000 e o km 42+500. (Bourscheid, 2011).	75
Figura 28: Greide existente entre o km 42+500 e o km 45+000. (Bourscheid, 2011).	75
Figura 29: Muro de arrimo existente a esquerda da rodovia entre o km 44+000 e o km 46+000, no sentido São Vendelino – Nova Milano.....	76
Figura 30: Seções topográficas analisadas do km 42+400 ao km 42+660.	78
Figura 31: Seção do km 42+400, 42+440, 42+460 e 42+500.....	79
Figura 32: Seção do km 42+540, 42+580, 42+600 e 42+620.	80
Figura 33: Seção nos km 42+640 e 42+660.....	81
Figura 34: Imagem da seção analisada no sentido Nova Milano – São Vendelino, sentido contrário do estaqueamento.....	82

Figura 35: Vista do paredão existente no lado direito da via no sentido São Vendelino - Nova Milano.	82
Figura 36: Blocos de rocha e vegetação na saia do talude, no lado esquerdo da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.	87
Figura 37: Vegetação e blocos de rocha na saia do talude, no lado esquerdo da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.	87
Figura 38: Execução da sondagem no ponto SPT01.	89
Figura 39: Solo argiloso, pedregulhos e blocos de rocha no ponto SPT 02.....	89
Figura 40: Sondagens SPT01, SPT02 e SPT03 realizadas no km 42+620.	90
Figura 41: Boletim de sondagem SPT01, km 42+620, à esquerda da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.	90
Figura 42: Boletim de sondagem SPT02, km 42+620, estrada vicinal à esquerda da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.	91
Figura 43: Boletim de sondagem SPT03, km 42+620, à esquerda da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.	92
Figura 44: Curva granulométrica do material britado.....	96
Figura 45: Material britado retido na peneira nº 4.....	97
Figura 46: Peneira 3/8” com pedaços de pneus picados retidos.....	98
Figura 47: Equipamento utilizado para realização de ensaios de cisalhamento direto.....	99
Figura 48: Corpo de prova com material britado.....	100
Figura 49: Corpo de prova com pedaços de pneus.	101
Figura 50: Esquema de montagem dos corpos de prova para o ensaio triaxial.....	102
Figura 51: Membrana inserida antes da moldagem do corpo de prova (à esquerda) e após a desmontagem do molde no equipamento para realização do ensaio (à direita).	103

Figura 52: Corpos de prova para o ensaio de compressão confinada.	105
Figura 53: Equipamento utilizado no ensaio de compressão confinada.	105
Figura 54: Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o material britado.....	109
Figura 55: Deslocamento vertical x deslocamento horizontal para o material britado.....	109
Figura 56: Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico para o material britado.....	110
Figura 57: Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para pedaços de pneus.	111
Figura 58: Deslocamento vertical x deslocamento horizontal para pedaços de pneus.....	112
Figura 59: Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico para pedaços de pneus.....	113
Figura 60: Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para pedaços de pneus sobre o material britado.....	114
Figura 61: Deslocamento vertical x deslocamento horizontal para pedaços de pneus sobre o material britado.....	115
Figura 62: Envoltória de resistência ao cisalhamento para pedaços de pneus sobre o material britado.	115
Figura 63: Tensão-deformação para o material britado e material britado misturado a pneus picados.....	118
Figura 64: Parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais para a amostra contendo material britado e material britado com pneus picados (multicamadas).....	119
Figura 65: Ensaio triaxial nas amostras de material britado.	121
Figura 66: Ensaio triaxial com amostras de multicamadas de material britado e pneus picados.	121
Figura 67: Comportamento tensão x deformação para carregamento único.....	122
Figura 68: Carregamento/descarregamento x deformação para estrutura com pneus picados.	124

Figura 69: Carregamento/descarregamento x deformação para a estrutura sanduíche.....	124
Figura 70: Carregamento/descarregamento x deformação para a estrutura multicamadas....	125
Figura 71: Retroanálise da seção do km 42+620 considerando o nível do lençol freático elevado.	129
Figura 72: Retroanálise da seção do km 42+620 considerando o nível do lençol freático observado.....	130
Figura 73: Seção geotécnica adotada da seção do km 42+620.	131
Figura 74: Seção de alargamento/divisão de fluxo com tachão.	135
Figura 75: Seção de alargamento/divisão de fluxo com <i>new Jersey</i>	136
Figura 76: Representação da pista existente e da pista projetada para a seção km 42+620...	137
Figura 77: Seção com aumento da plataforma no km 42+620.....	138
Figura 78: Substituição de parcela maior de material de aterro.	139
Figura 79: Aumento da plataforma mantendo o solo local.	141
Figura 80: Condição com aumento do nível do lençol freático.....	142
Figura 81: Aumento da plataforma inserindo material britado e mantendo a estrutura do solo anterior.	143
Figura 82: Aumento da plataforma substituindo parte do material existente por material britado.	143
Figura 83: Aumento da plataforma substituindo parcela maior do material existente por material britado.....	144
Figura 84: Aumento da plataforma substituindo parte do material com material misto.....	145
Figura 85: Aumento da plataforma substituindo parcela maior do material existente por material britado misturado a pneus picados.	145
Figura 86: Aumento da plataforma substituindo parte do material com pneu picado.....	146

Figura 87: Aumento da plataforma substituindo parcela maior do material existente por pneus picados.....	147
Figura 88: Análise da superfície de ruptura abaixo da porção de substituição do material utilizando somente pneus.	147
Figura 89: Análise da superfície de ruptura abaixo da porção de substituição do material utilizando materiais convencionais.	148
Figura 90: Camadas consideradas para análise de deformações.	149
Figura 91: Comportamento da altura do aterro (m) x deformação (m).	151

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Principais tipos de movimentos de massa ocorridos no Brasil (AUGUSTO FILHO, 1992).	17
Quadro 2: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico apresentados na literatura (PERAZZOLO, 2003).	34
Quadro 3: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual apresentados na literatura (PERAZZOLO, 2003).	34
Quadro 4: Características físicas do EPS Geofom (GEOFOAM, 2014).	38
Quadro 5: Resultados de testes de laboratório (Adaptado, PRIKRYL, 2005)	47
Quadro 6: Parâmetros de densidade e coeficiente de empuxo em repouso (adaptado, TWEEDIE et al., 1998).	51
Quadro 7: Valores de resistência ao cisalhamento (AHMED, 1993).	53
Quadro 8: Parâmetros para ensaio de compressibilidade. (adaptado AHMED 1993).....	54
Quadro 9: Propriedades físicas das areias analisadas (ATTON, 2005)	59
Quadro 10: Características físicas da argila expandida (Adaptado HOFF et al., 2002)	64
Quadro 11: Resultado de ensaios (SILVEIRA, 2008).	84
Quadro 12: Ângulo de atrito e intercepto coesivo para ensaios de cisalhamento direto (SILVEIRA, 2008).	84
Quadro 13: Ângulo de atrito e intercepto coesivo para ensaios triaxiais (SILVEIRA, 2008).	85
Quadro 14: Parâmetros geotécnicos adotados para materiais utilizados em uma contenção em meia encosta (Adaptado, AZAMBUJA, 2001b)	85
Quadro 15: Quadro de distribuição granulométrica	96
Quadro 16: Índices físicos da amostra do material britado moldado para os ensaios de cisalhamento direto	108

Quadro 17: Índices físicos da amostra do material britado moldado para os ensaios de cisalhamento direto após assentamento.	108
Quadro 18: Índices físicos para os pneus picados nos ensaios de cisalhamento direto considerando assentamento.	111
Quadro 19: Índices físicos dos pedaços de pneus sob o material britado nos ensaios de cisalhamento direto.....	114
Quadro 20: Índices físicos dos pedaços de pneus sobre o material britado nos ensaios de cisalhamento direto considerando assentamento.....	114
Quadro 21: Índices físicos do material britado nos ensaios triaxiais.....	117
Quadro 22: Índices físicos do material britado e pedaços de pneus em multicamadas nos ensaios triaxiais.....	117
Quadro 23: Índices físicos do material britado e pedaços de pneus em multicamadas nos ensaios triaxiais após o assentamento.	117
Quadro 24: Parâmetros da Resistência ao Cisalhamento.....	119
Quadro 25: Índices físicos dos materiais durante o ensaio do corpo de prova.....	122
Quadro 26: Deformações ocorridas na aplicação da tensão confinante.....	123
Quadro 27: Índices físicos dos materiais na moldagem do corpo de prova após o 3º ciclo de carregamento.	123
Quadro 28: Resultados dos ensaios para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento	128
Quadro 29: Parâmetros considerados na retroanálise da seção no km 42+620.....	130
Quadro 30: Parâmetros geotécnicos adotados para os materiais avaliados.	132
Quadro 31: Classificação da via de acordo com VDM (DAER/RS, 1998).	133
Quadro 32: Características de acordo com classe rodoviária (DAER/RS, 1998).	134

Quadro 33: Parâmetros adotados e indicação da representação na seção de análise de estabilidade.....	140
Quadro 34: Deformações estimadas para o aterro conforme ensaios de laboratório de compressão unidimensional.....	150

RESUMO

TOMAZINI, D. Estudo Geotécnico Visando o Aumento da Plataforma na ERS/122 Através de Aterro com Materiais Leves: Resíduos de Pneus. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O crescimento econômico acarreta na necessidade de aumento de capacidade de rodovias existentes. Quando localizadas em meia-encostas, muitas vezes estão vinculadas a ocorrências de instabilidade de modo que obras de aumento da capacidade geram grande impacto. O objetivo desta pesquisa é avaliar o aumento de capacidade de um trecho da Rodovia ERS/122, minimizando os impactos através da definição da seção-tipo com dimensões mínimas, segurança para o usuário, e utilização de um material leve como aterro a ser construído na meia encosta. O principal material avaliado para utilização como aterro são restos de pneus triturados, já encontrados no mercado atual. A avaliação desta solução de aterro em meia encosta decorre principalmente do fato de evitar desmontes de rocha que ocasionariam a interrupção do tráfego em uma importante rodovia do estado. Aliado a isso, é baixa a ocorrência de solos de boa qualidade no trecho, de modo que o aterro é geralmente realizado com materiais rochosos de ocorrência local ou materiais importados. A possibilidade de diminuir a utilização de um material nobre a ser explorado na natureza, juntamente com a utilização de materiais que ainda não possuem 100% de destinação adequada, aliada ao baixo peso específico e adequada resistência ao cisalhamento, incentivaram a realização dos estudos. Ensaios de resistência ao cisalhamento e comportamento de compressão foram realizados para avaliar os parâmetros geotécnicos, a fim de obter um modelo geomecânico. Devido aos resultados de teste satisfatórios, tem sido considerado possível o uso de tais materiais. Os parâmetros obtidos em condições de confinamento foram aceitáveis para aterros de rodovias especialmente quando as aparas de pneus foram misturadas com agregados rochosos. Seu uso como um material de aterro pode ser incentivado, a fim de reduzir o uso de rochas naturais, para obter uma utilização adequada de restos de pneus e para gerar uma maior estabilidade dos aterros com a substituição de solos com comportamento geotécnico pobre. Isto é conseguido principalmente pela diminuição do peso do aterro, pela melhoria das condições de drenagem e pela definição de uma seção transversal geometricamente segura.

Palavras chaves: estabilidade de taludes, pneus triturados, materiais leves, aterro leves, rodovias de meia-encosta.

ABSTRACT

TOMAZINI, D. Estudo Geotécnico Visando o Aumento da Plataforma na ERS/122 Através de Aterro com Materiais Leves: Resíduos de Pneus. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Economic growth leads to the need to increase the capacity of existing highways. When crossing natural slopes often are linked to occurrences of instability so that increased work capacity generate big impact. The objective of this research is to evaluate the increase in capacity of a highway stretch ERS / 122, minimizing impacts by setting the standard section with minimum dimensions, but safe for the user, using a lightweight material as fill. The main material evaluated for use as embankment is shredded tire debris, already found on the market. The evaluation of this embankment solution on natural slopes is mainly to avoid rock blasting which would interrupt the traffic on this important State highway. As there is few occurrences of good quality soil near the construction sites, the fills are usually built with local or imported rock materials. The ability to reduce the use of rock to be exploited from nature by the use of recycled materials combined with its low specific weight and adequate shear strength encouraged this study. Tests of shear strength and compression behavior were carried out to evaluate geotechnical parameters in order to obtain a geomechanical model. Due to satisfactory test results the use of such materials has been considered possible. The parameters obtained on confined conditions were acceptable for road fills especially when scrab tires were mixed with rock aggregates. Its use as an embankment material can be incentivatedf in order to reduce the use natural rocks, to obtain an adequate use for tire scraps and to generate a greater stability for embankments as replacement of soils with poor geotechnical behavior. This is achieved mainly by decreasing landfill weight, improving the drainage conditions and definition of geometrically safe embankment cross-section.

Key-words: Slope stability, shredded tires, lightweight materials, lightweight embankment, highway middle slope.

1 INTRODUÇÃO

No que se refere às rodovias de uma maneira geral, busca-se aumentar a segurança do usuário e permitir o desenvolvimento econômico das diversas regiões de um país. Em virtude disso, faz-se necessário garantir a capacidade e segurança suficiente às vias que fazem as ligações entre diferentes regiões. Analisando este contexto, o local que será objeto dessa dissertação está localizado na Rodovia ERS/122, trecho Entr. ERS/446 (p/ São Vendelino) – Acesso a Nova Milano (distrito de Farroupilha), no estado do Rio Grande do Sul, Brasil. A rodovia é composta por pista simples, sendo que no sentido São Vendelino – Nova Milano há presença de terceira faixa. Já no sentido contrário só há uma faixa em todo o percurso, com poucos pontos de ultrapassagem. Devido à sinuosidade tanto horizontal como vertical do traçado existente, somado à evolução intensa de tráfego de veículos leves e pesados, decorrente da expansão e crescimento agroindustrial da região, torna-se imprescindível a implantação de melhoramentos para o trecho a fim de otimizar o deslocamento da produção de bens e diminuir o número de acidentes, numa das rodovias mais perigosas do estado. O aumento da capacidade está previsto através da execução de quarta faixa distribuída no trecho Nova Milano – São Vendelino, além de outros melhoramentos. Trata-se como quarta faixa, pois devido às características geotécnicas do local apresentarem diversos pontos de instabilidade, alguns locais podem tornar-se inviáveis para duplicação conforme características técnicas necessárias, permitindo apenas um aumento mínimo da plataforma para inserir uma nova faixa. Desta forma a duplicação total da via é apenas uma possibilidade que será analisada no projeto da via como um todo e não faz parte do objeto desta pesquisa. Neste estudo será avaliado o aumento mínimo necessário, considerando questões de segurança e diretrizes técnicas, de uma seção típica de meia encosta para permitir a execução de aumento da capacidade.

Visto o histórico de acidentes geotécnicos na região, sabe-se de antemão que o trecho apresenta riscos em ambos os lados da via (meia encosta). Corridas de detrito, movimentos de massa em geral, incluindo escorregamentos de solo e quedas de blocos de rocha fazem parte do histórico de eventos nessa região. De uma maneira geral, considerando o sentido São Vendelino – Nova Milano, o trecho apresenta predominantemente material rochoso no lado direito enquanto que no lado esquerdo há presença maior de material residual e rocha alterada.

O desmonte de rocha no lado direito acarreta em paralisação do tráfego da via, que não possui opções próximas e de qualidade para desvio. Desta forma o aumento de capacidade do lado direito no sentido São Vendelino – Nova Milano apresenta-se menos viável em alguns trechos, e torna interessante seu aumento para o lado esquerdo, desde que minimizadas e mitigadas as instabilidades do trecho.

Para avaliar o aumento da capacidade da via faz-se necessária a realização de estudos geotécnicos através de busca de informações do solo local, ensaios de laboratório e análises computacionais, possibilitando assim a análise de um modelo geomecânico de aumento da plataforma. Buscando caracterizar uma área específica de meia encosta, definiu-se o trecho localizado entre o km 42+440 ao km 42+660, propondo desta forma avaliar um aterro proveniente de uma mistura de rocha e pneus triturados ou somente pneus triturados. A utilização de pneus triturados (ou picados) surge como uma alternativa de utilização de materiais descartados com baixo peso específico sem grandes processos de modificação na utilização de materiais leves. Isto pode tornar-se uma opção de destino de um resíduo aliado a uma obra de engenharia, somado ao fato de suprir a importação de material uma vez que não ocorra cortes em rocha significativos no trecho. Novamente a diminuição de cortes em rocha, diminui o impacto no tráfego e a exploração de materiais nobres.

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a possibilidade de inserir pneus triturados já existentes no mercado como material de aterro, avaliando parâmetros geotécnicos e sua influência na estabilidade do corpo de aterro comparado a materiais tradicionais.

Objetivos específicos:

- Caracterização geológica, geotécnica e hidrológica da área;
- Determinação dos parâmetros geotécnicos das misturas de solo e restos de pneus;
- Avaliação da estabilidade geotécnica de uma seção com aumento da plataforma com diferentes materiais, principalmente com a utilização de pneus triturados;

A dissertação apresenta a seguinte estrutura:

- O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica buscando descrever os principais itens tratados nesta pesquisa. Desta forma, foram abordados assuntos referentes à estabilidade de taludes em meia encosta e materiais leves utilizados em obras de engenharia civil.
- No capítulo 3 são apresentadas as características do trecho estudado. Assim, foi realizada uma descrição geológica, hidrológica, topográfica e geotécnica da área que abrange a rodovia e o segmento específico do estudo.
- No capítulo 4 é apresentado o programa experimental. O objetivo do programa experimental é obter parâmetros geotécnicos dos materiais que serão avaliados como corpo de aterro para o aumento da plataforma.
- Os parâmetros geotécnicos do solo e dos restos de pneus triturados ensaiados e existentes na literatura são apresentados e discutidos no capítulo 5. Esses dados serão comparados e analisados para que possam ser utilizados em modelos geomecânicos.
- O capítulo 6 apresenta o modelo geomecânico (MG) do local de estudo. Considerando a caracterização da área e aumento da plataforma definiu-se uma seção representativa do trecho para realizar uma avaliação geotécnica.
- Os resultados finais das análises são apresentados no capítulo 7. Neste capítulo também foram apresentadas sugestões para novas pesquisas que possam melhorar a caracterização da utilização de novos materiais em aterros rodoviários.

2 UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS LEVES EM RODOVIAS COM PRESENÇA DE TALUDES INSTÁVEIS

A utilização de materiais leves em obras de engenharia, resultam de uma série de fatores envolvendo a necessidade de destinação de resíduos, alternativas de materiais e melhoramentos de solos com características geotécnicas impróprias para obras. Sempre surgirão possibilidades de utilização de novos materiais em obras de engenharia civil, de modo que neste trabalho serão citados alguns destes e seu uso como medida para melhorar as condições de aumento de plataforma em regiões de meia encosta, com ocorrência de instabilidade de taludes. Desta forma, neste capítulo serão apresentadas questões envolvendo a estabilidade de taludes e medidas estabilizadoras com utilização de materiais leves, buscando a redução de cargas sobre solos com menor resistência, redução de cargas verticais sobre estruturas subterrâneas, redução dos empuxos horizontais sobre estruturas de contenção e melhoramento geral nas condições de estabilidade de taludes.

2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES EM MEIA ENCOSTA

As rodovias localizadas em meia encosta são bastante comuns em regiões montanhosas. A construção destas rodovias envolve uma série de cortes e aterros que necessitam ser analisados quanto a sua estabilidade. A necessidade de aumento da capacidade dessas rodovias é realizada através de novos cortes ou inclusão de aterros geralmente em áreas com risco de instabilidade. A utilização de materiais mais leves é uma realidade principalmente sobre solos de menor consistência, buscando reduzir o grau de adensamento, ou diminuir esforços. Nesta pesquisa busca-se uma solução estável para taludes com aterros construídos utilizando materiais leves misturados ao solo usualmente utilizado. A avaliação da estabilidade foi realizada através de parâmetros presentes na literatura, análises de campo e dados de ensaios de laboratório.

O estudo da estabilidade de taludes é de grande importância para toda sociedade, em especial para os engenheiros. É de fácil percepção de todos, que perdas econômicas estão associadas a desastres em taludes, fato frequentemente presente na mídia. Perda de vidas humanas e de

bens, desastres ambientais, além de grandes catástrofes que interditam estradas e outros modais, acabam impedindo a movimentação de pessoas, transporte de mercadorias, em suma, o desenvolvimento. A superfície terrestre está constantemente sendo submetida a um processo de moldagem, erosão, deposição e levantamento. Esta mudança pode ser progressiva ou episódica através dos vários processos. Os escorregamentos de taludes fazem parte destes processos.¹

2.1.1 Escorregamentos

Entre as condicionantes de estabilidade de talude estão os movimentos de massa relacionados. A identificação do tipo de movimento é de grande importância, pois está diretamente associada ao tipo de solução. Skempton e Hutchinson (1969), descrevem os movimentos de massa como *landslides*, termo em inglês, envolvendo todos os movimentos de solo ou rocha decorrentes de uma ruptura por cisalhamento ao longo de uma superfície. Conforme Cruden (1991) o termo *landslides* define o movimento de massa da parte superior para inferior de um talude de rocha, terra ou detritos. Ainda, Skempton e Hutchinson (1969) apresentam um sistema de classificação básica para os movimentos de massa em taludes argilosos: quedas, escorregamentos rotacionais, escorregamentos compostos, escorregamentos translacionais e corridas. Também classificaram seis formas complexas de movimentos de massa: escorregamentos sucessivos, escorregamentos retrogressivos múltiplos, fluxo de solo, escorregamentos em colúvios, expansão lateral e escorregamento.

Cruden e Varnes (1996) revisaram e adicionaram os conceitos adotados por Varnes (1978). A classificação foi realizada considerando três tipos de materiais: rocha, detrito e solo. Segundo estes autores os movimentos de massa podem ser classificados apenas por dois nomes, indicando o tipo de movimento e de material. Os movimentos considerados são: queda,

¹ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor é Luiz Antonio Bressani.

tombamento, escorregamento ou deslizamento, espalhamento e corridas. Segundo Leroueil et al. (1996) apud Nummer (2003) é necessária maior variabilidade na classificação de materiais, conforme Figura 1.

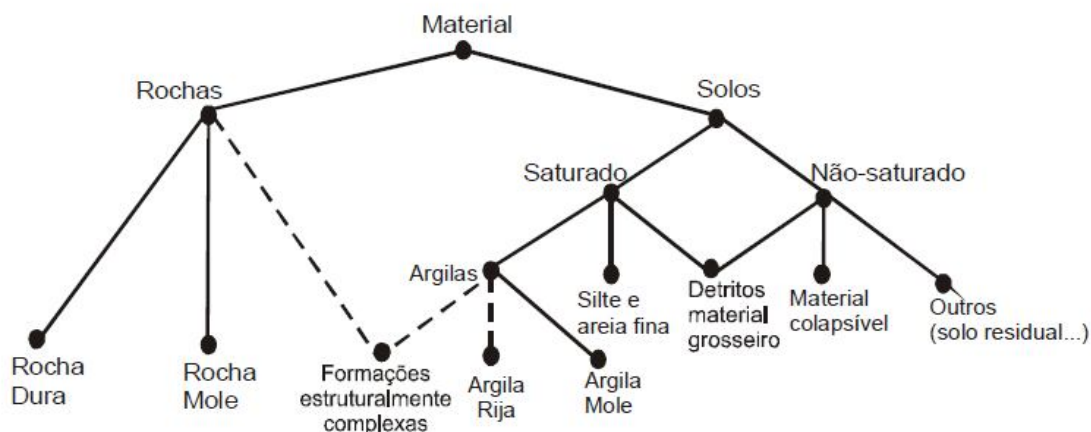


Figura 1: Classes de materiais sugeridas por Leroueil et al. (1996) apud Nummer (2003).

Sobre a classificação dos movimentos de massa no Brasil, Augusto Filho (1992) identificou as principais características que envolvem estes movimentos, conforme Quadro 1. Conforme cita Pinheiro et al. (1997), as regiões sul e sudeste do Brasil estão sujeitas a desastres associados aos movimentos de massa nas encostas, visto a presença de maciços montanhosos (Serra Geral e Serra do Mar) e pelas condições climáticas.

Quadro 1: Principais tipos de movimentos de massa ocorridos no Brasil (AUGUSTO FILHO, 1992).

PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA
Rastejo (<i>creep</i>)	Vários planos de deslocamento (internos) Velocidades muito baixas (cm/ano) e baixas, diminuindo com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos (<i>slides</i>)	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidade média (m/h) a alta (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com plano de fraqueza Circulares – solos espessos, homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza
Quedas (<i>falls</i>)	Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão Tombamento
Corridas (<i>flows</i>)	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

O escorregamento, também denominado deslizamento, é um movimento de uma massa do solo ou rocha que ocorre predominantemente em superfícies de ruptura ou em superfícies

relativamente finas de concentração de deformações deslizantes. É normal que o movimento aumente a partir de uma ruptura pequena no local². Segundo Azambuja et al. (2001a), os escorregamentos consistem em movimentos com curta duração. Esses movimentos envolvem massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume. A ocorrência de escorregamento é dada pela queda da resistência do material, em decorrência da presença de água ou mudanças na geometria das encostas que mobilizam tensões superiores à resistência ao cisalhamento dos solos ou rochas sob um plano de ruptura bem definido. A classificação dos escorregamentos é dividida em translacional ou planar, circular ou rotacional e em cunha. A seguir são apresentadas as definições para cada tipo de movimento³:

- Escorregamentos rotacionais: ocorrem quando a superfície de ruptura é curva (Figura 2), podendo ocorrer rupturas combinadas e sucessivas. Este tipo de movimento ocorre geralmente com materiais homogêneos, principalmente os aterros, ocorrendo também em pacotes de solo ou depósitos mais espessos, rochas sedimentares ou cristalinas intensamente fraturadas. A superfície curva deve-se principalmente pela coesão do solo (AZAMBUJA et al., 2001a).

² Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor (ou autor) era Luiz Antônio Bressani.

³ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor (ou autor) era Luiz Antônio Bressani.

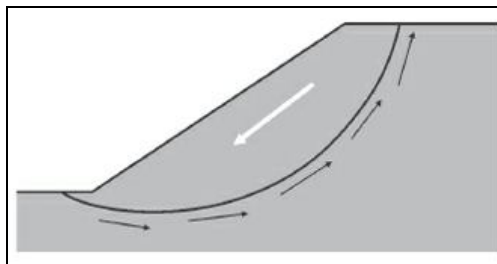


Figura 2: Superfície de ruptura de escorregamento rotacional (GERSCOVICH, 2014).

- Escorregamentos translacionais: ocorrem quando a superfície de ruptura se desloca sobre uma superfície plana ou ligeiramente ondulada, deslizando para fora do terreno natural. Pode-se perceber a diferença também em relação aos rotacionais, visto que ocorrem relativamente mais rasos. Outra grande diferença é que imediatamente após a ocorrência os movimentos rotacionais tendem a estabilização, enquanto que os translacionais continuam o movimento. Os movimentos translacionais ou planares são comuns em mantos de colúvio de pequena espessura sobrejacente a um embasamento rochoso, conforme Figura 3 (GERSCOVICH, 2014).

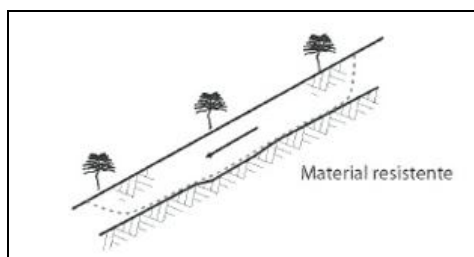


Figura 3: Superfície de ruptura de escorregamento translacional (GERSCOVICH, 2014).

- Escorregamentos em cunha: ocorre quando os planos de fraqueza se cruzam ou quando ocorre o encontro dos planos de fraqueza que não são paralelos à superfície do talude. Deste modo podem surgir rupturas em forma de cunha, delimitado por um ou mais planos (GERSCOVICH, 2014).

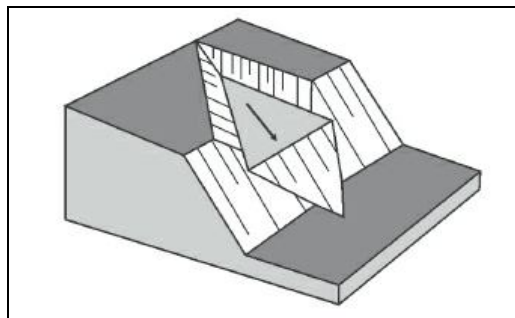


Figura 4: Superfície de ruptura de escorregamento em cunha (GERSCOVICH, 2014).

2.1.2 Fatores envolvidos na estabilidade de taludes

Entre as condicionantes de estabilidade, pode-se separar em fatores internos e externos. Sobre os fatores internos podemos citar⁴:

- Ruptura progressiva: ocorre quando a ruptura tem uma ampliação interna, fissura ou presença de materiais frágeis ou sensíveis.
- Intemperismo: resultante do ressecamento, da redução de coesão e da densidade e lixiviação de minerais entre outros processos envolvidos.
- Erosão interna: ocorre devido à dissolução, formação de dutos, perda de material e fluxo concentrado.

⁴ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor é Luiz Antônio Bressani.

- Mudança de fluxo de água subterrânea: bloqueio de saída, formação de artesianismo, iluviação com mudança da permeabilidade, fluxo de contaminantes capazes de alterar as características de resistência do solo.

Sobre os fatores externos, são citados como principais:

- Mudanças geométricas: são diversas e tem origem na ação antrópica ou fatores climáticos, envolvendo corte do pé, erosão superficial ou do pé (curso de água), aumento da altura ou da inclinação.
- Carregamento: construções ou qualquer adição de material por diversas causas que aumentem as cargas gravitacionais.
- Descarregamento: originadas principalmente da erosão e mudanças geométricas.
- Rebaixamento do nível do lençol freático: ocorre principalmente pelo esvaziamento de lagos ou reservatórios.
- Mudança no regime de chuvas ou infiltração: resultante de desmatamentos, mudanças climáticas e uso do solo.

2.1.3 Etapas no estudo de taludes instáveis

A solução de um problema de estabilidade em taludes requer uma série de informações. Deve-se caracterizar a área topograficamente, descrever o perfil geotécnico, indicar o nível de água, obter valores de resistência dos materiais, seus pesos específicos e as formas de rupturas existentes ou potenciais. O objetivo final é determinar um modelo geomecânico (MG) capaz de descrever a situação do problema encontrado o mais próximo possível da realidade. Conforme a Norma ABNT NBR 11.682: “As investigações geotécnicas de campo devem ser

direcionadas para obtenção do perfil geotécnico que orientará o modelo de cálculo de estabilidade”.⁵

As etapas para solução de um problema de estabilidade de taludes compreendem uma rotina que pode ser descrita conforme itens apresentados a seguir:⁶

- Estudo inicial de escritório e levantamento de campo: compreende a fase inicial onde são feitas revisões bibliográficas, pesquisa de normas vigentes, e inspeção a pé no local. Neste momento são identificados a extensão do movimento, os tipos de materiais existentes na área, a geomorfologia local e identificação de trincas e deformações visíveis. A inspeção a pé é de grande importância seja pela visualização do problema, bem como por proporcionar um possível contato com moradores locais, técnicos que estejam envolvidos em obras no local ou próximo, entre outros, que podem fornecer informações de grande importância. Neste momento inicia-se o esboço do modelo geomecânico.
- Estudo de campo preliminar: esta situação deve ser avaliada seja pela existência de dados de outros estudos ou projetos, exposição do perfil em campo, ou possibilidade de realizar alguma intervenção pela presença de maquinário envolvido em obras emergenciais no entorno. Novamente se devem prever melhorias ao modelo geomecânico.

⁵ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGE/UFGRS (2012), cujo autor é Luiz Antônio Bressani.

⁶ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGE/UFGRS (2012), cujo autor (ou autor) era Luiz Antônio Bressani.

- Projeto de investigação de campo e análise dos dados: com base nos dados coletados nas fases anteriores, devem-se avaliar quais necessidades para alimentar o modelo geomecânico. Neste momento deve-se determinar a necessidade de levantamentos topográficos e prospecção geotécnica necessária para caracterizar a área.
- Reavaliação do modo e extensão do escorregamento: com os dados obtidos nas fases anteriores faz-se necessário reavaliar a concepção até então esboçada. Caso sejam necessárias novas análises de campo, estas deverão ser realizadas.
- Investigações de campo e de laboratório: nesta fase é de grande importância que as pessoas que farão parte da equipe de sondagens e ensaios de laboratório estejam cientes das características que estão sendo avaliadas. Uma vez que a equipe envolvida tenha conhecimento do que está sendo investigado, a qualidade de informações e procedimentos adotados terá maior chance de sucesso na descrição do local.
- Determinação do modelo geomecânico: uma vez caracterizado o problema geotécnico, incluindo a topografia, classificação dos solos envolvidos, determinação dos parâmetros de resistência, superfície de ruptura entre outros itens, deve-se avaliar a fidelidade do MG em relação ao problema observado em campo. Poderá ser necessária alguma mudança, seja através de pesquisa bibliográfica, ou por novos ensaios, etc. A qualidade do modelo determina o sucesso da solução de um problema de instabilidade.
- Análise de estabilidade e avaliação do risco através do fator de segurança (FS): com o modelo geomecânico definido são realizadas análises de estabilidade por equilíbrio limite. Caso os valores obtidos não estejam de acordo com a situação apresentada em campo, deve-se reavaliar o MG e refiná-lo, ou corrigi-lo se for o caso.
- Projeto de estabilização: será definido conforme uma série de itens dependentes das características observadas, além da disponibilidade de materiais, viabilidade técnica-econômica, entre outros itens. Uma vez

finalizado o projeto, a obra deverá ser executada. Durante a execução da obra devem ser avaliadas as condições apresentadas de maneira crítica, visto que informações novas podem surgir, que por questões de custo e prazo não puderam ser identificadas na fase de projeto. Salienta-se que existe uma discussão de que o projetista da obra tenha participação na fase de execução do projeto.

2.1.4 Investigação e determinação de parâmetros

Segundo Schnaid et al. (2012) projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Segundo Almeida e Marques (2010) a programação das investigações geotécnicas e sua realização compõem a primeira etapa do projeto de uma obra geotécnica. A programação inicia-se com o reconhecimento inicial da área por meio de mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamento do banco de dados das investigações realizadas em áreas próximas.

Sobre as investigações de campo podemos dividir em métodos diretos e geofísicos. Conforme Schnaid et al. (2012), os métodos diretos são de natureza empírica ou semi-empírica, tem fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. Os métodos geofísicos identificam os terrenos a partir de correlações físicas, e geralmente utilizam como calibração métodos diretos.⁷ Sobre as investigações de campo, existem diferentes métodos que devem ser considerados, e novamente, os estudos iniciais citados anteriormente são essenciais no sucesso da escolha das investigações. A investigação geotécnica de taludes é muito

⁷ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor é Luiz Antonio Bressani.

dependente do tipo de problema que se está estudando. O papel da investigação geotécnica será o de examinar de forma sistemática as condições do subsolo e topografia para descobrir/definir os parâmetros importantes para o projeto. A instabilidade de solos reflete condições de solo, rocha e poro-pressão que estão escondidas abaixo da superfície. Diversos são os meios disponíveis para investigação do subsolo. Dos métodos diretos podemos citar trincheiras, poços de inspeção, sondagens a trado, sondagens a percussão, rotativa e ou mistas. Dos métodos indiretos tem-se sondagens elétricas, sísmicas e utilização de radar penetrante no terreno. Também outras investigações podem ser aplicadas como ensaio de palheta, pressiómetro, cone e piezocone. Segue a descrição destas investigações de campo⁸:

- Trincheiras e poços de inspeção: são de grande validade para visualizar o perfil do subsolo. Possuem limitações de profundidade e nível de água.
- Sondagens a trado: permitem atingir maior profundidade. Os equipamentos utilizados são mais simples e possibilitam que área de difícil acesso sejam atingidas. Geralmente atingem entre 10-12 metros e permitem que sejam retiradas amostras de solo para análise tátil-visual e também ensaios de laboratório para caracterização física. A profundidade atingida é limitada pelo tipo de solo, de modo que rochas ou matacões são impenetráveis e materiais de baixa coesão são de difícil tradagem.
- Sondagens SPT: o procedimento consiste na cravação do amostrador padrão a cada metro de escavação usando um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor N (SPT) é número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de

⁸ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor é Luiz Antonio Bressani

150 mm. Estas são sondagens de grande utilidade em função de também ser possível ter acesso a praticamente qualquer local pois o equipamento é leve e portátil. Sua limitação geralmente é devido à presença de blocos de rocha (matacões) presentes no sub-solo. Geralmente este tipo de sondagem atinge 20 metros de profundidade, mas pode chegar a 80 metros dependendo da estratigrafia do solo. Estas sondagens podem ultrapassar o nível de água e permitem uma boa descrição dos materiais dos diversos horizontes atravessados, fornecendo ainda uma indicação de resistência através de relações. As amostras recuperadas são utilizadas somente para reconhecimento e ensaios de caracterização. Flexibilidade de movimentação e baixo custo são suas grandes vantagens. Indicações não completas sobre os materiais e suas resistências são suas principais limitações.

- Sondagens Rotativas e Mistas: são utilizadas quando o material é impenetrável ao trépano na sondagem SPT. Ocorre quando há presença de matacões. Rochas, seixos entre outros materiais que não permitam a execução de sondagem a percussão. São sondagens necessárias sempre que tivermos que atravessar materiais mais resistentes como matacões de rocha, rocha alterada ou rocha sã. Devem ser utilizados barriletes duplos de diâmetro NX ou mesmo HX (mais caros), pois somente com estes diâmetros é possível obter boas amostras representativas dos materiais de interesse para fins de classificação e ensaios (geralmente desejamos obter bons testemunhos mesmo de materiais facilmente desagregáveis). Diâmetros menores podem ser úteis para amostrar rochas resistentes em maior profundidade, para fins de identificação. Os dados podem ser interpretados em termos de RQD (Rock Quality Designation), e percentual de recuperação, que indica o grau de fraturamento/fragilidade dos materiais. Com cuidados especiais de amostragem, é possível fazer estudos de diaclasamento (embora haja problemas com orientação dos testemunhos) ou obter materiais de preenchimento em descontinuidades. Furos inclinados são possíveis e podem ser úteis na análise das estruturas da rocha (inclinação e mergulho dos planos de estratificação e

descontinuidades). As sondagens mistas, onde utiliza-se o equipamento SPT nos trechos de materiais pouco resistentes e o equipamento rotativo nos materiais mais resistentes, são muito utilizadas em solos coluvionares (presença de matacões) ou em formações que apresentem grandes variações de recuperação/resistência (como por exemplo em gnaisses bandados com diferenças de intemperismo). Desta forma é possível obter amostras dos dois tipos de materiais e ter uma penetração mais profunda da sondagem SPT. Os testemunhos de rocha obtidos através das sondagens rotativas deverão ser classificados por geólogo como rotina, identificando-se o tipo da rocha, grau de alteração e fraturamento. O monitoramento do nível d'água deve ser cuidadoso durante as sondagens. É recomendável a instalação de um medidor de nível d'água (tubo de PVC perfurado envolvido por elemento drenante e areia) no interior do furo, após a conclusão do mesmo, visando medições posteriores para subsídio ao projeto, conforme norma ABNT NBR 11.682.

- Ensaio de penetração tipo cone ou piezocone: com grande desenvolvimento nos últimos anos, o cone é um ensaio que permite uma perfilagem do terreno excelente, especialmente quando a poro-pressão de penetração é medida ao longo do ensaio, e a um custo competitivo. Sua grande vantagem é a repetibilidade e velocidade de execução. A partir dos dados são derivados parâmetros totais de resistência ao cisalhamento dos solos. São bastante indicados na prospecção de depósitos de argilas moles. Sua maior desvantagem está na mobilidade dos equipamentos em terrenos íngremes e na dificuldade de operação onde existem blocos de rocha no subsolo.
- Ensaio de pressiômetro: intenso desenvolvimento teórico e experimental está fazendo deste instrumento um provável candidato a utilização mais regular em taludes. Permite a dedução de parâmetros de módulos de deformação dos terrenos e da resistência dos solos, possibilita a leitura da tensão-deformação in situ dos solos. A sua execução necessita de furo prévio.

- Ensaios de palheta ou Vane: ensaio tradicional de medida de resistência não-drenada de materiais finos, argilas moles. Necessita de um conhecimento prévio do subsolo, pois deve ser aplicado diretamente nas camadas de interesse. Sua utilização justifica-se por ser geralmente vantajosa economicamente em relação ao cone. Tem sido um ensaio substituído pelo ensaio de cone por questões de custo e facilidade de execução.

Sobre ensaios de laboratório os mesmos são usados na determinação dos índices físicos, na determinação da resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos e materiais sob condições específicas, de acordo com critérios de projeto. É importante identificar o tipo de comportamento do solo em campo e determinar a maneira que ele será solicitado para que os parâmetros classifiquem o material da maneira que ele tiver operando. Define-se como resistência ao cisalhamento operacional o comportamento do talude nas condições de operação, que inclui tempo de vida útil, carregamentos e etapas de construção e clima. A resistência ao cisalhamento operacional pode ser⁹:

- Resistência não drenada (S_u): ocorre quando os materiais de baixa permeabilidade são solicitados em velocidades altas. Deve-se considerar a resistência não drenada do solo como crítica, de modo que após o carregamento ocorrerá um adensamento, que terá como consequência o aumento na resistência e aumento do fator de segurança.

⁹ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor é Luiz Antônio Bressani.

- Resistência ao cisalhamento de pico: devemos adotar esse critério quando a projeção das tensões e deformações do solo são menores que as máximas possíveis. São situações em que não foi alcançada a condição de ruptura.
- Resistência ao cisalhamento drenada de grandes deformações: ocorre para as deformações além do pico, quando ocorre uma redução da resistência até que ocorra a estabilização de resistência. É bem importante avaliar se o solo já sofreu ruptura ou não, evitando assim valores equivocados de parâmetros para projeto. Ocorre geralmente em materiais arenosos densos e colúvios com comportamento granular, compostos por silte ou areia.
- Resistência ao cisalhamento residual: ocorre em materiais com elevado teor de argila plástica ou muita mica. A presença destes minerais acarreta numa resistência ao cisalhamento bastante baixa para grandes deslocamentos. Segundo Rigo (2000) muitos aspectos de resistência ao cisalhamento dos solos estão relacionados com sua estrutura. A estrutura do solo pode ser dividida em macro e microestrutura. A resistência ao cisalhamento residual é uma propriedade intrínseca do solo, depende apenas de sua microestrutura, enquanto que a resistência ao cisalhamento operacional depende diretamente da macroestrutura. A resistência ao cisalhamento residual dos solos é determinada pela microestrutura formada pela orientação das partículas lamelares de argila na direção do cisalhamento.
- Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: ocorre quando parte substancial da resistência disponível será devido à sucção. Esta condição pode ocorrer em virtude do clima e condições especiais de fluxo de água. A influência da sucção é muito grande em solos não saturados de textura argilosa.

A determinação da resistência ao cisalhamento pode ser realizada através de ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais. Para análise de deformações, ensaios de compressão confinada unidimensional são indicados para avaliar estes parâmetros.

2.1.5 Colúvios

O comportamento dos taludes depende diretamente dos tipos de materiais envolvidos, das redes de fluxo no interior do maciço, da topografia, do clima, da intervenção humana e outras causas específicas que possam surgir dependendo do caso a ser analisado. Os materiais superficiais, ou próximos a esta, estão mais suscetíveis a modificações por intemperismo, erosão, deposição. Desta forma, os materiais são resultado de transformações ocorridas no decorrer do tempo, origem e agentes de transporte.

Conforme classificação apresentada por Varnes (1978) e Cruden e Varnes (1996), os principais tipos de materiais envolvidos em movimentos de taludes são rochas e solos. O solo é um agregado de partículas formado por deposição ou formado *in-situ*. O grupo solos pode ser separado em terra e detritos, de modo que a diferença entre os dois está baseada na quantidade de materiais grosseiros presentes. Os solos apresentam 80% de seu material composto por partículas menores que 2 mm, enquanto que detritos apresentam uma parcela significativa de material grosseiro. Em climas tropicais, a variação do solo é mais ampla e isto tem grande influência nos tipos de ruptura e materiais envolvidos nesta. Os detritos são melhor definidos como colúvios, que são geralmente depósitos de materiais formados por movimentos predominantemente gravitacionais. Os colúvios são formados por uma matriz de solos e estão presentes em sopés e meia-encostas das serras de todo Brasil.¹⁰

Segundo Lacerda e Sandroni (1985), colúvio é um material heterogêneo constituído por fragmentos de rocha sã ou com sinais de intemperização, imersos em matriz de solo. Os depósitos têm sua origem principal no transporte gravitacional, acumulando-se no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas.

¹⁰ Material didático da disciplina de Estabilidade de Taludes, do curso de Mestrado Acadêmico, PPGEC/UFRGS (2012), cujo autor é Luiz Antônio Bressani.

Lacerda (2002) classifica a origem dos colúvios através de dois processos erosivos, na maioria das vezes associado a períodos extensivos de chuva. Deste modo o primeiro processo ocorre pela erosão superficial que carrega partículas de solo para cotas mais baixas, enquanto que o segundo processo ocorre pelo escorregamento depositado no sopé da encosta. Maciel Filho (1997) definiu colúvios como depósitos de encosta que se deslocaram pela ação do próprio peso e por ação das águas da chuva, considerando que o mesmo ocorre com o tálus.

Segundo Gerscovich (2014), em campo torna-se difícil identificar a transição entre camada de colúvio e solo residual devido à ação do intemperismo que destrói as feições geológicas, tornando a camada visualmente homogênea. A composição do solo é determinada pela rocha mãe e pelo intemperismo.

Segundo Soares e Politano (1997), o colúvio ocorre através da ação da gravidade, geralmente sobre o solo residual, depositando o material a pequenas distâncias. O aspecto poroso e o local de deposição, no sopé da meia encosta são características físicas do solo coluvionar. Conforme Silveira (2003) a formação do solo coluvionar está associada com seu modo de ruptura. O movimento lento da massa deste solo ao longo da encosta é substituído pelo movimento mais acelerado após longos períodos de chuva, intensificando a velocidade com a infiltração de água no interior desses taludes devido ao aumento da poropressão. A Figura 5 apresenta a formação de colúvios após vários escorregamentos.

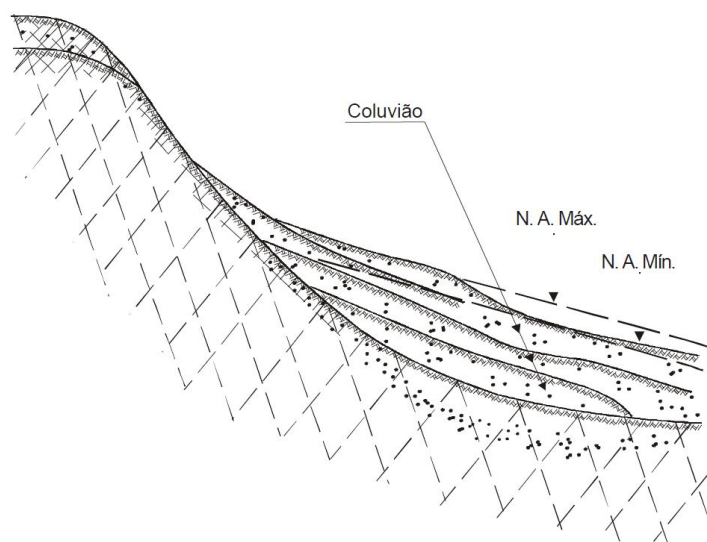


Figura 5: Processo de formação de um colúvio (Deere e Patton, 1971 apud Silveira, 2003).

Lacerda (2002) caracteriza um processo de instabilização de colúvio quando uma porção do solo residual escorrega e se deposita sobre a própria encosta. Esse escorregamento pode ocasionar uma grande espessura de solo instável de difícil caracterização visual, aparentando um solo residual.

Segundo Silveira (2003) na ocorrência de um escorregamento de massa, os solos localizados na superfície do cisalhamento principal ou nas superfícies secundárias, formadas durante o escorregamento, perdem sua estrutura e transforma-se em um material desagregado diferente de suas características originais. Uma vez que na maioria das ocorrências, grandes blocos estão presentes na massa escorregada, estes blocos mantêm as características do material de origem. Desta forma, há possibilidade de encontrar resquícios das características do solo residual que lhe deu origem, que influencia nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Pinheiro (2000) caracterizou os taludes de colúvios e tálus da serra gaúcha. Os taludes apresentam espessos e amplos depósitos de solos coluvionares e tálus provenientes de basalto. A composição desses solos é de materiais argilo-arenosos, com blocos de tamanhos variados, de baixa consistência e geralmente saturados.

Pinheiro et al. (1998) estudou a variação de valores de resistência ao cisalhamento residual para colúvios de basalto e de siltito, solos residuais de basalto, de lamito, de argilito, de arenito de origem eólica e fluvial e solos residuais micáceos de migmatito. Além disso, verificou também a resistência ao cisalhamento residual de argilas de preenchimento de diaclases e argilas originadas da alteração de vesículas de rochas basálticas. Os ensaios *ring shear* apresentam valores de ϕ' variando entre $7,5^\circ$ a 36° , dependendo da granulometria e da origem geológica do solo.

Segundo Silveira (2008), que estudou corridas de detritos nas proximidades do segmento estudado nessa pesquisa, o peso específico dos grãos do solo varia de 28,9 a 29,5 kN/m³, o peso específico seco varia de 11,7 a 13,3 kN/m³, os índices de vazios dos solos coluvionares são elevados e possuem variabilidade significativa (1,11 a 1,66), justificando a variação típica dos colúvios. Através de ensaios de granulometria, o autor determinou que o solo é tipicamente silto-argiloso, conforme classificação USCS (ASTM 2487-00). Sua porcentagem de argila variou entre 34% e 46%, e a de silte variou entre 41,5% e 48% nos ensaios de granulometria realizados com uso de agente defloculante. Mesmo sem defloculante, as curvas

granulométricas destes materiais apresentam curvas bastante semelhantes em frações grosseiras, mas diferenças sensíveis nas frações finas. Referente aos valores obtidos através de cisalhamento direto com solos coluvionares indeformados, obtiveram-se os valores de 9,7 kPa para coesão e $26,3^\circ$ para o ângulo de atrito. Já para as amostras remoldadas os valores obtidos foram de 4,5 kPa e $25,8^\circ$ respectivamente. Os ensaios triaxiais com solos indeformados apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento compreendidos entre $3,6 \text{ kPa} < c' < 28,1 \text{ kPa}$ e $17,5^\circ < \phi' < 36,9^\circ$, sendo a dispersão dos resultados resultante da variação dos valores de índices de vazios. Para amostras remoldadas os valores obtidos foram de $0 < c' < 9,7 \text{ kPa}$ e $25,8^\circ < \phi' < 36,9^\circ$. Para avaliar a estabilidade da encosta na pesquisa utilizou-se como valores iniciais os valores dos ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados $c'=7,2 \text{ kPa}$ e $\phi'=31,6^\circ$ e $c'=13,9 \text{ kPa}$ e $\phi'=31,6^\circ$. As análises indicam situação crítica para a presença de nível d'água na superfície do terreno.

Segundo os estudos de Lacerda (2002) os índices de vazios de colúvios são superiores aos índices de vazios de solos residuais. Em sua pesquisa, relatou que estes valores são superiores a 2, atingindo 2,5 no caso de um colúvio referente ao escorregamento da estrada do Soberbo (RJ). O autor justifica estes resultados através do empolamento devido ao escorregamento, da lixiviação ocasionada pela infiltração da água da chuva que acaba por carrear minerais solúveis e partículas mais finas para zonas inferiores. Esse processo permite a laterização dos solos coluvionares, formando uma cimentação de partículas finas ao redor do contato das partículas de silte e argila, originando blocos estruturados no material.

Perazzolo (2003) realizou ensaios de resistência ao cisalhamento (cisalhamento direto e *ring shear*) para avaliar os parâmetros de pico (ruptura) e residuais (a grandes deformações) para colúvios na Rodovia ERS/470 em Bento Gonçalves e em Canastra - Canela (RS), ambos sobre rocha basáltica. Através dos ensaios a autora conclui que os parâmetros de resistência são dependentes do argilomineral presente no solo. O solo do talude da Canastra apresenta a tendência de uma envoltória de ruptura curva, para baixos níveis de tensão, indicando a presença de estrutura neste material. Já no caso do colúvio na ERS/470, o solo apresentou uma estrutura de maneira que não havia diferenças na envoltória de ruptura para baixas e altas tensões. Ainda sobre os resultados obtidos por Perazzolo (2003), considerando tensões normais de 100 kPa (tensão atuante na maioria das obras de engenharia de taludes) os valores de ϕ'_{pico} e intercepto coesivo para o colúvio de Bento Gonçalves foram de 32° e 16 kPa,

respectivamente. Referente ao cisalhamento residual houve grande redução para os valores com $\phi'_r = 9,2^\circ$ e $c_r = 0$. Já para a Canastra o valor encontrado foi $\phi'_{\text{pico}} = 29^\circ$ e $c'_{\text{pico}} = 17$ kPa, enquanto que os ensaios *ring shear* levaram a valores baixos, $\phi'_r = 6,6^\circ$.

Perazzolo (2003) organizou uma base de dados com diversos resultados de resistência ao cisalhamento de pico e residuais apresentados na literatura. Estes valores são apresentados no Quadro 2 e Quadro 3.

Quadro 2: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico apresentados na literatura (PERAZZOLO, 2003).

Referência	Tipo de solo	c' (KPa)	ϕ' ($^\circ$)
Fonseca et al. (2002)	Colúvio sobre rochas granito/gnássicas	6 a 8	36,2 a 26,5
Pinheiro et al. (2001)	Solos coluvionares e residuais de rochas vulcânicas básicas	0 a 21	32 a 54
Soares et al.(2001)	Colúvios Formação Serra Geral	0 a 25,5	16,7 a 28,5
Pinheiro et al. (1997)	Solo residual de basalto	15,1 a 15,8	34,6 a 37,3
Pinheiro et al. (1997)	Solo coluvionar	4 a 15	18 a 39
Abramento e Pinto (1993)	Solo coluvionar	0	38 a 40
Soares et al. (2001)	Solo residual de gnaiss	0 a 16,7	26,4 a 30,6
Soares e Politano (1997)	Colúvio sobre rochas granito/gnássicas	10 a 98	38 a 48
Avelar e Lacerda (1997)	Solos coluvionares e residuais de rochas granito/gnássicas	22.3	26,4
Brugger et al. (1993)	Solos coluvionares e residuais de rochas granito/gnássicas	0 a 85	25 a 40
Campos et al. (1997)	Solos coluvionares e residuais de migmatito	1,5 a 2,9	32,4 a 32,8

Quadro 3: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual apresentados na literatura (PERAZZOLO, 2003).

Referência	Tipo de solo	c_R' (KPa)	ϕ_R' ($^\circ$)
Pinheiro et al. (2001)	Solos coluvionares e residuais rochas vulcânicas básicas		17
Azambuja et al. (2001)	Solos residuais riolitos	2,7	19,4
Pinheiro et al. (1997)	Solo residual basalto	5,5 a 8,1	7,5 a 2,4
Pinheiro et al. (1997)	Solo coluvionar		13,9 a 23,7
Bucker e Kyulula (1980)	Argila preta africana		10 a 22
Lacerda e Silveira (1992)	Solo residual quartzo/diorito		16
Pinto et al. (1994)	Solo residual basalto		9 a 10,5

Referência	Tipo de solo	c_R' (KPa)	ϕ_R' (°)
Pinto e Nader (1991)	Solo residual migmatito/gnaiss		17 a 30
Bressani et al. (2001)	Solos Formação Serra Geral		8,8 a 20,6
Bishop et al. (1971)	Argila Londres		8 a 15
Kenney (1967)	Quartzo/feldspato/calcita		29 a 35
Kenney (1967)	Ilita/mica		17 a 26
Kenney (1967)	Montmorilonita		4 a 10

2.2 UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS LEVES EM ATERROS RODOVIÁRIOS

A utilização de materiais leves em obras rodoviárias é uma realidade presente há tempos na engenharia no mundo inteiro. No caso do Brasil, a normativa do DNIT (antigo DNER) DNER-PRO 381-98 – Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias – cita a utilização de poliestireno expandido, argila expandida, serragem e cinza volante como opções de materiais que possam ser usados como materiais leves em aterros sobre solos de baixa consistência.

Conforme Almeida e Marques (2010), para o projeto de aterros sobre argilas moles, a escolha do método construtivo mais adequado está associado a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos; utilização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos. Alguns métodos contemplam o controle de recalques; outros, o controle de estabilidade, sendo que a maioria dos métodos contempla as duas opções.

Nesta dissertação, o projeto em questão trata da utilização de materiais leves no aumento de plataforma de rodovias em meia encosta. Desta forma, os itens avaliados aqui consideram a redução de cargas verticais sobre o subsolo ou estruturas subterrâneas, redução de empuxos horizontais sobre estruturas e melhoramentos das condições de estabilidade.

- Redução de cargas verticais sobre estruturas subterrâneas – Associados à meia encosta, grandes estruturas de drenagem são projetadas para rodovias existentes nesses locais. As estruturas de drenagem possuem um limite de carga admissível sobre elas determinado pelo fabricante, dependendo do material da estrutura (concreto, aço, etc.). Segundo Patriarca (2012), a utilização de materiais leves permite a construção de aterros altos, diminuindo consideravelmente a carga transmitida às estruturas, reduzindo

ou mesmo eliminando os custos associados à necessidade de eventuais soluções de reforço do solo ou da estrutura enterrada.

- Redução dos empuxos horizontais sobre estruturas – Grande parte do custo envolvido em obras de aumento de plataforma de rodovias de meia encosta está diretamente ligada às estruturas de contenção necessárias para dar segurança aos taludes da obra. O dimensionamento destas estruturas é proporcional ao peso próprio da estrutura, às condições de drenagem e às fundações existentes. É possível diminuir os empuxos horizontais através de drenagem eficiente da área e substituição do material de aterro por materiais mais leves. Esses procedimentos têm influência direta na construção das estruturas de arrimo necessárias para estabilidade da plataforma de aterro (PATRIARCA, 2002).
- Melhoramento das condições de estabilidade de taludes – A estabilidade de um talude está diretamente associada ao uso de solos envolvidos e às pressões intersticiais que estejam consideradas. Segundo Patriarca (2012), a substituição ou incorporação de materiais leves no solo existente do talude permite a redução do seu peso próprio. A capacidade drenante de alguns materiais leves permite uma melhor dissipação das pressões intersticiais que possam existir no talude. Neste caso, o material leve, em vez de ser aplicado como aterro comum, é utilizado como reforço, reduzindo o risco de instabilidade no talude. A utilização de materiais leves no aumento de estabilidade de taludes pode ocorrer sem necessidade de modificação da geometria do talude.

Considerando os itens citados, são almejadas soluções com materiais leves para melhorar as condições de estabilidade de taludes em virtude do aumento de plataformas rodoviárias em meia encosta. A seguir são citados alguns destes materiais já utilizados em obras de engenharia. Não há pretensão de apresentar todos os materiais leves já utilizados em obras geotécnicas, apenas informar a ocorrência e histórico de algum deles.

2.2.1 UTILIZAÇÃO DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) EM ATERROS

A utilização de opções que buscam substituir o tradicional solo em aterros por materiais mais leves é uma realidade presente principalmente em países europeus. A utilização destes materiais busca diminuir o peso próprio do aterro, minimizando a instabilidade de taludes dos aterros ou adensamento em solos de baixa consistência. A técnica consiste em utilizar *Expanded Polysterene Blocks* - EPS (bloco de poliestireno expandido) em substituição ao aterro convencional.

Segundo Almeida e Marques (2010) o peso específico para o poliestireno expandido é de 0,15 a 0,30 kN/m³, o menor peso específico quando comparado a outros materiais que possam ser usados para aterros, como: pneus picados (de 4 a 6 kN/m³), argila expandida (de 5 a 10 kN/m³) e serragem de (8 a 10 kN/m³). A utilização de EPS exige que este material esteja protegido da interferência de água, assegurando que esteja elevado do nível do lençol freático máximo e impermeabilizado para que não ocorra percolação no material. O EPS é utilizado para substituir ou ser inserido sobre solos compressíveis ou em substituição de materiais de aterro mais pesados (argila, rochas, etc.) evitando assim elevado carregamento das áreas construídas.

2.2.1.1 Características do material

Conforme catálogo existente na ABNT, existem normas para a utilização de materiais EPS na construção civil somente referente ao isolamento térmico, não havendo normatização brasileira das características do material utilizado como aterro. Esse fato dificulta a utilização desse material e inibe a sua fabricação nacional, dificultando sua utilização, além do alto custo.

Existem duas normas internacionais que possuem a caracterização do material utilizado para aterros rodoviários, ASTM D6817 (norte americana) e EM 13163 (européia). Neste trabalho utilizaram-se as informações provenientes dos produtos descritos pela empresa GEOFOAM, que referencia seu material de acordo com a norma ASTM D6817.

EPS GEOFOAM é fabricado em diferentes pesos unitários que variam tipicamente de 0,112 a 0,457 kN/m³. Como resultado, o peso próprio do aterro é menor quando comparado com materiais convencionais (cerca de 16 a 18 kN/m³), diminuindo a tensão sobre solos e estruturas adjacentes (GEOFOAM, 2014). O Quadro 4 apresenta as características técnicas do

EPS conforme os dados apresentados pela GEOFOAM. São indicados valores de resistência para três diferentes deformações esperadas – 1%, 5% e 10%. A Figura 6 apresenta o comportamento do material. A Figura 7 e a Figura 8 ilustram exemplos de utilização de EPS.

Quadro 4: Características físicas do EPS Geofoam (GEOFOAM, 2014).

Descrição	Valores observados						
	0,112	0,144	0,184	0,216	0,288	0,384	0,457
Densidade (kN/m ³)	0,112	0,144	0,184	0,216	0,288	0,384	0,457
Resistência à compressão (kPa) def.1%	15	25	40	50	75	103	128
Resistência à compressão (kPa) def.5%	35	55	90	115	170	241	300
Resistência à compressão (kPa) def.10%	40	70	110	135	200	276	345
Resistência à flexão	69	172	207	240	345	414	517

Fonte: (GEOFOAM, 2014), adaptado.

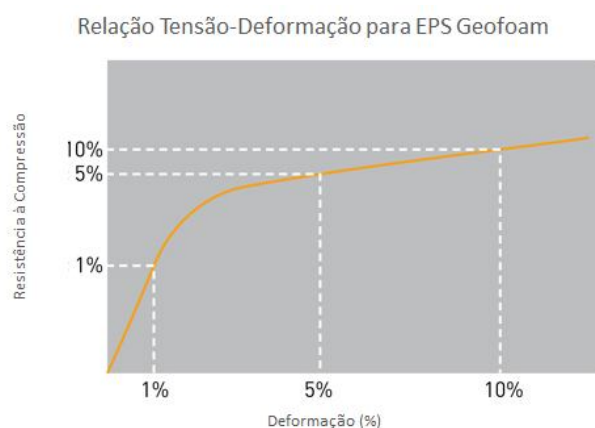


Figura 6: Relação tensão-deformação do EPS (Adaptado, GEOFOAM, 2014).



Figura 7: Substituição de parte do solo de aterro por placas de EPS (GEOFOAM, 2014).

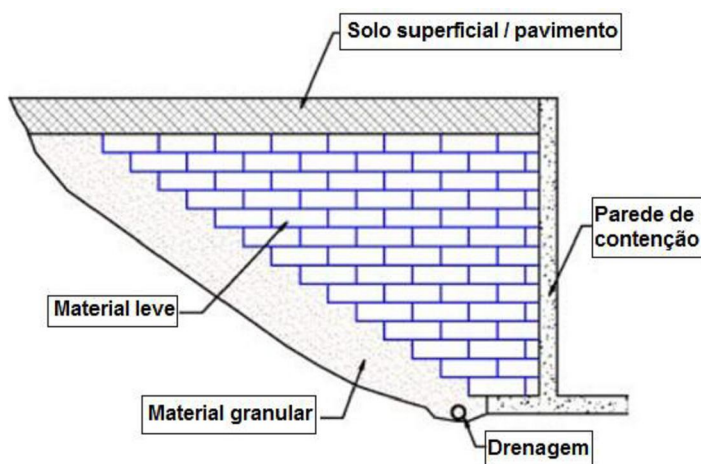


Figura 8: Utilização de EPS para diminuir esforços nas estruturas de contenção (GEOFOAM, 2014).

2.2.1.2 Aplicação em obras de engenharia

A GEOFOAM RESEARCH CENTER apresenta casos históricos de utilização de EPS em obras rodoviárias. Nestes locais a utilização deu-se como a melhor alternativa para promover a estabilidade dos aterros.

Entre os casos citados está a estabilização de um talude em Route 23 A, Jewett County, New York, disponível em http://geofoam.syr.edu/GRC_rt23a.asp. O projeto consiste na estabilização de aterro com EPS ao longo de uma seção de NYS Route 23ª entre Jewett e a

cidade de Caçador, em Greene County. A estrada recebeu um aumento de capacidade em 1966, conforme esquema na Figura 9. Logo após a construção percebeu-se um movimento lento do maciço com fissuras no pavimento. Foram instalados diversos drenos horizontais como medida estabilizante, mas inclinômetros instalados revelaram a continuidade do movimento de escorregamento translacional do talude (GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).

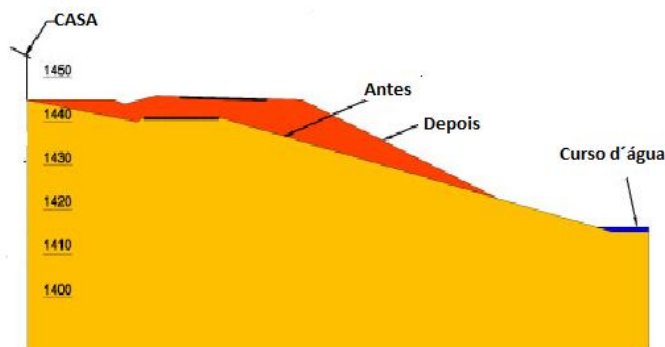


Figura 9: Seção antes e depois da reconstrução de 1966. (Adaptado, GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).

Conforme informações do projeto foram analisadas diversas soluções, entre elas a inserção de colunas de pedra, grampeamento o solo, execução de bermas, etc., além da utilização do EPS. Optou-se por substituir o material existente por EPS para diminuir a ação das forças gravitacionais, além de permitir que a obra pudesse ser executada de maneira mais rápida. A utilização de EPS acarreta na necessidade de impermeabilizar a estrutura, além da instalação uma placa de concreto acima da estrutura para melhor distribuir as cargas que serão aplicadas pelo tráfego na via. Na Figura 10 pode-se ver o esquema proposto para solucionar o problema de estabilidade originado pela necessidade de aumento da plataforma rodoviária. Após término da obra, a rodovia foi liberada para uso conforme Figura 11.

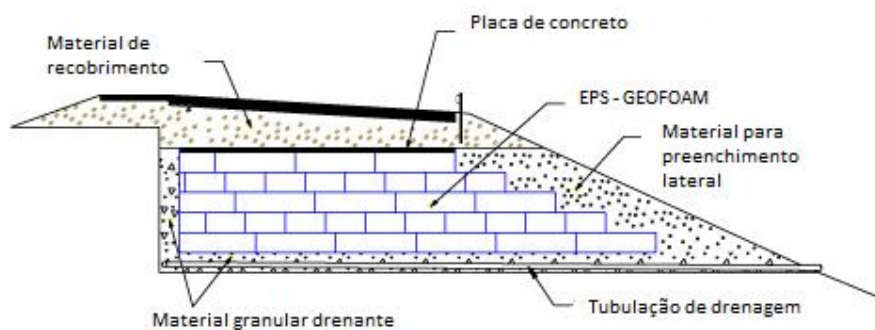


Figura 10: Tratamento proposto utilizando EPS (Adaptado, GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).



Figura 11: Vista final da estrada após utilização de aterro com EPS (GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).

Outro exemplo de aplicação de EPS em obras viárias ocorreu em County trunk highway “a”, Bayfield County, Wisconsin, disponível em http://geofoam.syr.edu/GRC_bayfd.asp. Segundo Geofom Research Center (2000), após 20 anos sem uma solução para o deslizamento lento observado, buscou-se uma alternativa para estabilizar a plataforma da rodovia. No que se refere à formação, trata-se de um solo de formação glacial-lacustre, consistindo em solos com argilas plásticas e areias finas. Após instrumentação do talude e diversas análises, a decisão para frear o deslizamento fundamentou-se em substituir parte do aterro por EPS, ao invés de

agir diretamente na superfície de ruptura. O objetivo dessa medida foi de diminuir os esforços existentes sob os solos mais frágeis, conforme pode ser observado na Figura 12.

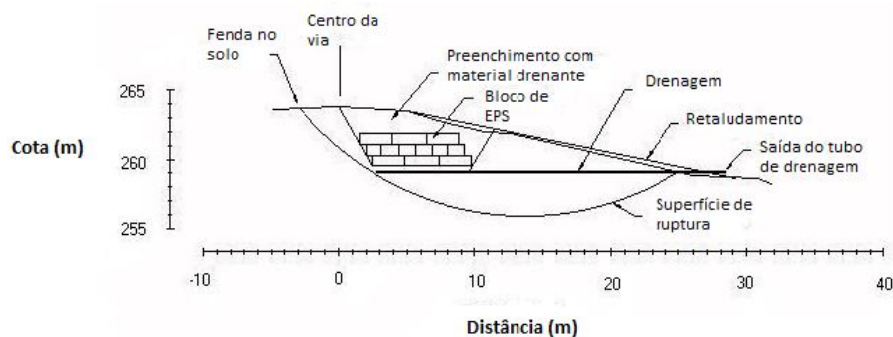


Figura 12: Solução adotada (Adaptado, GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).

Durante o processo de construção houve atenção especial para a formação de gelo superficial, respeitando um espaço de 1,5 metros abaixo da estrutura final do pavimento, além de permitir uma fundação regular e drenada para a base da estrutura do EPS. Foram realizadas análises buscando um fator de segurança global de 1,5, e desta forma determinada a quantidade de blocos de EPS que seriam utilizados. Na Figura 13 é apresentada a execução da substituição do material e reconstrução da plataforma e do talude (GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).

Para informação, há casos de aplicação de EPS no Brasil, principalmente para diminuir esforços sobre solos moles. O sucesso do uso deste material está diretamente ligado com uma eficiente caracterização da área, obediência às diretrizes para instalação e utilização do material e rígido acompanhamento na execução, visto ser uma técnica pouco usada até o momento no Brasil.



Figura 13: Detalhes do processo executivo (GEOFOAM RESEARCH CENTER, 2000).

2.2.2 PNEUS DESCARTADOS

Segundo Senez (2012), a crescente demanda por pneus pelas indústrias das mais diversas categorias de veículos, e em especial a automobilística, vem sendo a grande responsável pelo aumento da produção e comercialização de pneumáticos em todo o mundo. Como consequência direta tem-se o aumento do número de pneus inservíveis descartados no montante dos resíduos sólidos urbanos. Infelizmente, a maioria dos pneus usados ainda não são adequadamente descartados no meio ambiente, sendo muitas vezes dispostos em aterros sanitários, lixões, margens de rios, terrenos a céu aberto e outros locais não apropriados, sem nenhum critério técnico, resultando em impactos negativos ao meio ambiente e à saúde humana.

A partir deste cenário, o pneu passou a ser analisado como uma opção de matéria-prima na engenharia civil. Diversas são as maneiras que este material pode ser usado, conforme diferentes processos de reciclagem e inserção. O pneu descartado já foi utilizado em diversas obras na engenharia civil, podendo ser observado na estabilização de taludes para redução da erosão, como material de aterro para parques de estacionamento e em misturas asfálticas.

Neste trabalho busca-se apresentar sua utilização principalmente como material de aterro buscando aumentar a estabilidade de taludes.

2.2.2.1 Caracterização dos pneus

O pneu – componente imprescindível ao funcionamento dos veículos – passou por muitas etapas desde sua origem, no século XIX, até atingir a tecnologia atual. A invenção do pneu remonta há mais de um século.

Sobre a caracterização dos pneus, segue o texto descrito pela ANIP (2013):

“O pneu é resultante de processos e matérias primas, como borracha natural, borracha sintética, derivados de petróleo (negro de fumo, carbono amorfo), cabos de aço, cordonéis de aço ou náilon, produtos químicos como enxofre. A parcela de utilização de cada um desses itens na fabricação dos pneus varia de acordo com o uso que será dado ao produto final, justificado pela diferença da composição entre os pneus destinados aos automóveis de passeio e pneus de caminhões de carga. Nos compostos da banda de rodagem dos pneus de automóveis empregados predominantemente em estradas pavimentadas utiliza-se borracha sintética devido as suas características. Nos pneus de caminhões de carga empregados em múltiplas estradas, predomina a borracha natural, por sua maior resistência aos cortes e lacerações.

A presença de derivados de petróleo é fundamental em todos os compostos de borracha, pois confere resistência à abrasão, além do enxofre, elemento vulcanizante, somado com variados produtos químicos, catalisadores, plastificantes e cargas de reforço. O processo de fabricação do pneu completa-se com sua estrutura resistente de lonas emborrachadas de cordonéis de aço, de náilon ou outros materiais como o kevlar, que são combinados numa complexa arquitetura, variável conforme a capacidade de carga requerida, conforme a velocidade de emprego e principalmente de cada tipo de aplicação, de cada veículo e de estrada.”

O mercado brasileiro apresenta algumas destinações para o descarte de pneus. Entre as destinações podemos citar a reciclagem através de pontos de coleta, organizada e gerenciada

pela Reciclanip. Existem aproximadamente 824 pontos de coleta de pneus, onde os pneus inservíveis são recolhidos e destinados para as unidades de reciclagem. Entre as centrais de reciclagem, tem-se a CBL como uma parceira forte do grupo Reciclanip, e de grande representatividade no Rio Grande do Sul. A CBL existe desde 1988, fundada para atender as Resoluções do Conselho Nacional de Meio Ambiente – CONAMA. Conforme dados da empresa, em 2013 foram processadas aproximadamente 140 mil toneladas de resíduos (pneus inservíveis, refugos de borracha e aço). Como produto da reciclagem, temos pó de borracha, granulado, pneu triturado e aço. Primeiramente esses pneus são triturados e o primeiro subproduto são pedaços de pneus de 2 a 10 cm contendo toda estrutura do pneu (aço, borracha e nylon).

No caso da borracha, esse material é destinado a empresas que transforma esses restos em produtos. Trata-se de materiais com faixas granulométricas específicas, com valor agregado, como o caso da borracha em pó (Plabor). A Borracha em Pó é um produto resultante da moagem mecânica de resíduos de borracha vulcanizada de origem essencialmente de pneus - raspa de pneu - coletados diretamente nas recauchutagens/recapagens sendo produzida em diferentes granulometrias, de acordo com sua aplicação. Quanto às aplicações o material pode ser usado para recauchutagem, peças técnicas de borracha, materiais de fricção/lonas de freio, tapetes, solados, além de ser usada como componente na pavimentação de rodovias. Também existe destinação direta do material triturado, usado como combustível para fornos de cimento, bem como a separação do aço destinado para siderúrgicas.

2.2.2.2 Aplicação de pneus descartados em obras na engenharia civil

Tweedie et al. (1998) comenta que nos últimos anos, os engenheiros civis têm estudado aplicações de pedaços de pneus (de 50 – 305 mm) em diferentes situações: preenchimento leve, reaterro leves para muros de contenção, isolamento sob estradas. A produção de pneus inservíveis é cada vez maior, e encontrar maneiras de utilizá-lo de forma a não agredir o meio ambiente e evitar que materiais não renováveis sejam retirados da natureza para obras de engenharia é uma maneira mais sustentável de projetar rodovias. Segundo Reddy et al. (2010), recentemente há uma atenção especial para o uso de pneus descartáveis em obras de engenharia, em aterros de rodovias, estruturas de contenção e como materiais leves em aterros. Há um esforço, percebido principalmente em meios acadêmicos, na busca por opções de novos materiais tecnicamente inservíveis, para utilização nas mais diversas obras de engenharia.

Prikryl et al. (2005) analisou a utilização de fardos de pneus na reconstrução de um talude instável. Através da observação do talude reconstruído por fardos de pneus foi possível comprovar a eficiência da estrutura. Os fardos de pneus são drenantes, fato de grande importância na estabilidade de taludes, de modo que sua execução, desde que considerados alguns detalhes construtivos, torna-se um aliado a estrutura. Tradicionalmente, se utilizam solos importados aliados a estruturas de concreto para conter instabilidades em taludes.

Como exemplo tem-se a utilização de fardos de pneus no preenchimento de solos, temos a *Interstate Highway 30, Tarrant County, Texas*, Estados Unidos, rodovia que liga *Dallas* a *Fort Worth* em Texas. Este método vem sendo usado, pois apresenta uma melhora do local além de ser uma alternativa para destinação de pneus descartados. Nesse caso em particular, os pneus foram utilizados como material de substituição de uma falha no talude da rodovia. Segundo Prikryl et al. (2005), a extensão da área é de aproximadamente 46 metros, com talude de 6 metros de altura e inclinação de 18°. Sobre a caracterização da área, o solo é composto de uma argila bastante plástica, sensível, que apresentam sinais de instabilidade com inclinações de 10°. Este tipo de solo normalmente diminui bastante a resistência em períodos de chuva intensa ou extensiva, diminuindo a resistência ao cisalhamento. Devido às características do solo e oportunidade de utilização de pneus descartados, a remediação da área ocorreu através da substituição do solo existente por fardos de pneus, escavando cerca de 10,7 metros do pé do talude. Referente ao material utilizado, os pneus de carros são agrupados em fardos em torno de 100 unidades, comprimidos em um leve bloco (0,7 Mg/m³) e dimensões aproximadas de 1,52m x 1,27m x 0,76m. Segundo Simm et al. (2004), fardos de pneus apresentam uma porosidade em torno de 50% e permeabilidade aproximadamente de 0,4 m/s. Fardos de pneus apresentam permeabilidade próxima a cascalhos típicos. A questão de infiltração do solo é bastante importante nesta região, visto o alto índice pluviométrico, de modo que a característica drenante é muito importante para a estabilidade do talude (PRIKRYL et al., 2005).

Sobre a execução das camadas de fardos de pneus Prikryl et al. (2005) indica que estas devem ser colocadas uma sobre as outras, e os espaços devem ser preenchidos por material granular. Deve-se assegurar que a água não acumule entre os fardos de pneus e o solo existente. Na finalização do talude, na face, deve ser colocado material adequado, solo vegetal, entre 0,20 e 0,30 metros para proteger os pneus de combustão espontânea (protegendo os pneus da radiação UV). Após a construção do talude com fardos de pneus observou-se que o mesmo se manteve estável, enquanto que o talude construído utilizando reaterro local apresentou sinais

de instabilidade. Foram realizadas sondagens no local e testes de laboratório, buscando caracterizar o talude e analisar a estabilidade. Os dados dos testes de laboratório são apresentados no Quadro 5 (PRIKRYL, 2005).

Quadro 5: Resultados de testes de laboratório (Adaptado, PRIKRYL, 2005)

Material	Espessura, h: pés (m)	Umidade w, %	Limite de Liquidez, LL: %	Limite de Plasticidade, LP: %	Densidade seca (p: pcf (Mg/m ³))	Coesão psf, (kPa)	Ângulo de Atrito ϕ' : °
Argila siltosa	2 (0,6)	16,5 - 19,8	47 - 58	28 - 36	105 (1,682)	100 (5)	12
Pedregulho	10 (3.0)	-	-	-	115 (1,842)	100 (5)	20
Argila xistosa	18 (5.5)	16,5 - 22,8	52 - 71	31 - 44	108 (1,730)	100 (5)	14
Xisto argiloso	Base	21,2	56 - 63	31 - 36	118 (1,890)	250 (12)	20
Fardo de Pneus (estimado)	N/A	-	-	-	45 (0,721)	750 (36)	35
Fardo de Pneus (medido: Zornberg 2004)	N/A	ϕ	ϕ	ϕ	36,7 +/- 4 (0,588 +/- 0,064) ^a	32 (1,5)	35,9

^a A densidade natural foi medida em 0.755 +/- 0,081 Mg/m³).

A partir destes dados foram realizadas análises de estabilidade utilizando o Método de Spencer. Com base nos dados de laboratório, as análises do talude com solo local mostraram um fator de segurança de 2,6 em condições drenadas. A adição de sobrecarga devido à saturação e a diminuição da resistência levaram a um valor do FS de 1,2. No caso da análise do talude onde houvera substituição do solo do talude por fardos de pneus, o fator de segurança mínimo obtido foi de 1,7, visto os parâmetros dos fardos e sua capacidade de drenagem. A Figura 14 apresenta a estrutura de fardos de pneus avaliada com inclinação de 1:3 (V:H). A utilização de pneus descartados deve ser avaliada economicamente em substituição de materiais, além das questões ambientais. (PRIKRYL et al., 2005).

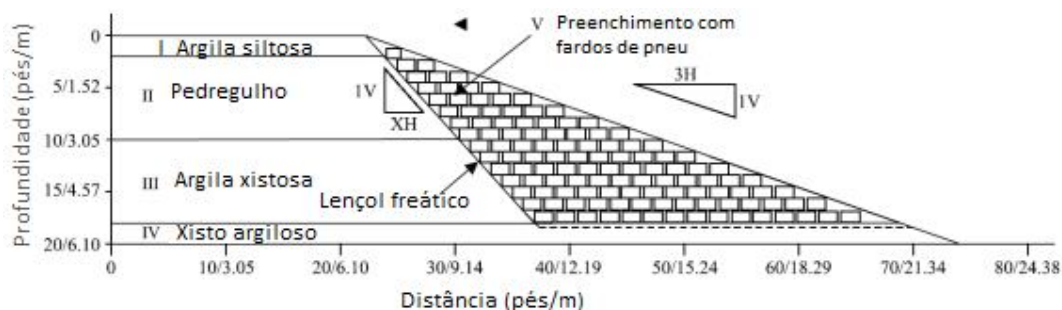


Figura 14: Estrutura com fardos de pneus avaliada (PRIKRYL et al., 2005).

Outra forma de destinação dada aos pneus descartados triturados é como cobertura de aterros sanitários abandonados. A utilização de pneus para este fim foi citada, pois sua utilização tem consequências na estabilidade do talude. O aterro analisado está localizado em Carlinvill, onde foram construídas duas coberturas: uma de areia tradicional e outra com pneu picado. Segundo Reddy et al. (2010), foram realizados ensaios de campo e de laboratório no aterro abandonado, buscando determinar o potencial de drenagem dos pneus picados, a transmissibilidade de longo prazo e a resistência ao cisalhamento quando usado em sistemas de cobertura. Análises de estabilidade de taludes foram realizadas para avaliar a estabilidade final da cobertura com utilização de pneus picados. No geral, os resultados mostraram que os pneus picados possuem as características necessárias para serem utilizados como material de drenagem. A utilização de pneus picados como um material de drenagem é uma solução prática para destinação desses materiais descartados como também eficaz em termos técnicos e econômicos para coberturas de aterros sanitários abandonados.

Apesar de ter uma grande variação das propriedades de engenharia, pneus inservíveis triturados atendem os requisitos mínimos para um material de drenagem nas coberturas de aterro. O valor da condutividade hidráulica variou de acordo com o tamanho do pneu picado e condições de tensão sob a qual a propriedade foi investigada. Os valores de condutividade hidráulica determinados em diferentes condições de tensão indicam que pneus picados possuem um valor de condutividade hidráulica alta, que satisfaz o requisito mínimo de condutividade hidráulica de 10^{-2} cm/s (REDDY et al. 2010).

Reddy et al. (2010) alerta que a utilização de pneus picados como material de drenagem em sistemas de cobertura de aterros sanitários deve ter atenção especial com a possibilidade de obstrução dos vazios através da infiltração do solo da cobertura superior. A utilização de

geotêxtil elimina a migração do solo para a estrutura de lascas/pedaços de pneus, que de outra forma pode comprometer a eficiência hidráulica da camada de drenagem de pneus triturados. A presença de um geotêxtil nas interfaces entre a camada de pneus picados e do solo superior mantém o desempenho hidráulico, independentemente do tamanho dos pedaços de pneu e as condições de tensão normal. Os resultados do teste de cisalhamento direto indicam que todas as interfaces de pneus triturados testadas apresentam estabilidade para taludes com a inclinação de 1:2,5, mesmo que a camada de drenagem fosse obstruída. Sistemas de cobertura tradicionais do aterro estão limitados a uma inclinação de 1:3 para garantir estabilidade de taludes. Assim, o uso de tiras de pneus pode facilitar o revestimento final de aterros abandonados íngremes, devido a maior resistência da interface gerada por pneus triturados. Uma das principais vantagens da utilização de pneus picados na cobertura de aterros é sua capacidade de drenagem. (REDDY et al. 2010).

De maneira geral, o monitoramento de campo regular foi realizado para avaliar o desempenho dos sistemas de cobertura construídos. Foi observado que não havia problemas com relação à estabilidade de taludes, liquefação e subsidência. As análises de qualidade ambiental para as amostras de água coletadas a partir dos medidores de fluxo conectados a cada camada de drenagem (de areia e de pneu picado), não indicou perigo para a saúde pública ou para o meio ambiente (REDDY et al. 2010).

A mistura pedaços de pneus com solos é obtida a partir da trituração de pneus inservíveis misturados a solos localmente disponíveis, em várias proporções para utilização como enchimento de peso leve. As características atraentes incluem: baixa densidade; elevada durabilidade, pedaços de pneus são praticamente não biodegradáveis; disponível em abundância a custo relativamente baixo ou mesmo livre; e a sua utilização tem um impacto muito positivo sobre o meio ambiente. Conforme Youwai e Bergado (2004) existem diversos usos para os pneus inservíveis. Diversos autores já estudaram a mistura de areia e pedaços de pneus, aterros e paredes de contenção preenchidas por pedaços de pneus já foram construídas com sucesso. No caso da mistura com areia, pode-se dizer que a grande vantagem, além da diminuição do peso da composição é o ganho de resistência e redução das características de autocombustão.

Em relação ao uso de pneus em muros de contenção, Lee et al. (1999) utilizaram um modelo numérico para estudar o comportamento mecânico de tiras de pneus em aterros. Os resultados sugeriram que os fragmentos de pneus, especialmente quando misturados com areais poderiam ser efetivamente usados como material de preenchimento por trás de muros de

contenção. Tweedie et al. (1998) descobriram que a utilização de fragmentos de pneus como material de preenchimento resulta em baixa tensão sob a muros de contenção, permitindo uma diminuição na dimensão da parede de contenção. Conforme Tweedie et al. (1998) utilizar pedaços de pneus no preenchimento atrás de muros de contenção possui vários benefícios, de modo que seu peso unitário menor acarreta em uma tensão vertical menor, favorecendo a estabilidade global. Ainda, a tensão horizontal numa parede de retenção seria mais baixa do que o preenchimento com materiais tradicionais, possibilitando projeto de muros de estabilização mais econômicos. Somado a isso, a utilização de pedaços de pneus contribui para o isolamento térmico, protegendo o solo de instabilizações provocadas pelo congelamento do solo em regiões muito frias. Testes de condutividade hidráulica demonstram que estes materiais proporcionam melhor drenagem ao corpo de aterro.

Buscando avaliar as propriedades dos pneus, Humphrey e Manion (1992) estudaram as propriedades de fragmentos de três diferentes fornecedores de pneus (F&B, Palmer e Pine State). Para avaliação dos fragmentos de pneus foram realizados testes com carregamento de 0 a 35,9 kPa em um local que comporta aproximadamente 100 m³ de reaterro (pneus), nas dimensões de 4,88 de altura e base de 4,47 x 4,57 m no plano. Os pedaços de pneus possuíam tamanho máximo de 76 mm. A densidade de campo, após compactação foi em média 7 kN/m³. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto nos pedaços de pneus, com tensão normal aplicada de 12 a 78,1 kPa. O ângulo de atrito e a coesão encontrados foram de 25° e 8,6 kPa para F&B, foi de 19° e 11,9 kPa para Palmer, e 21° e 7,7 kPa para Pine State. Humphrey e Manion (1992) compararam os resultados com uma areia comumente usada para reaterro, compactada na umidade ótima, com densidade de 20,2 kN/m³ e ângulo de atrito de 38°. Os estudos mostram que a distribuição de tensão granular é consideravelmente maior do que quando comparado com os três tipos de pneus (até 35% menor). Isso se deve em parte, ao fato da densidade dos fragmentos de pneus ser de um terço em relação aos materiais granulares normalmente empregados. Considerando um incremento de carga de 35,9 kPa e uma rotação de 0,01H, os valores apresentados por muros preenchidos por pneu possuem uma relação K (razão entre tensão vertical e horizontal) para projeto de 0,25. Considerando os diferentes tamanhos de pneu de até 76 mm e sua quantidade de metais, o “K” não apresenta grandes variações. Segundo Youwai e Bergado (2004), é possível prever o comportamento de muro com preenchimento de pedaços de pneus conforme modelos paramétricos. No Quadro 6 são apresentados os valores de K obtidos para diferentes tipos de pneus, profundidade e

densidades considerando uma rotação de 0,01H para a parede do muro, conforme Tweedie et. al. (1998), adaptado.

Quadro 6: Parâmetros de densidade e coeficiente de empuxo em repouso (adaptado, TWEEDIE et al., 1998).

Amostra	Incremento de densidade (%/kPa) (a)	Profundidade (m)	Rotação de 0,01H
F&B Entreprises	0.45	0	0,23 (b)
		2	0,23 (b)
		4	0,23 (b)
Plamer Shredding	0.69	0	0,23 (b)
		2	0,22 (c)
		4	0,22 (c)
Pine State Recycling	0.62	0	0,25 (d)
		2	0,23 (d)
		4	0,22 (d)

(a) Tensão vertical de 0 a 68.9 kPa, (b) Inicial + 11 dias, (c) inicial +1 dia, (d)inicial +2 dias.

Na França, na rodovia Kruth-Marstein, pneus foram utilizados na construção de um muro. A obra consistia num muro de pneus instrumentado, com 80 m de comprimento e altura máxima de 4 m. Observou-se na obra deslocamentos na base de 5 a 10 mm (Audéod et al, 1986 apud Souza, 2002). Ainda, segundo Souza (2002), o pneu foi utilizado na construção de muros no Canadá e no Brasil. Conforme Souza (2002) pneus usados foram utilizados como controle de erosão em 1997 em Lake Carlsbad, Louisiana. Os pneus foram encapsulados por concreto e fizeram parte da estrutura de um muro de contenção. Em Chautauqua Conty, NY, foi construído em 1999 um aterro sobre solos moles com blocos leves de pneus, para a construção de uma rodovia. Neste caso os pneus descartados, além de triturados são transformados em blocos para serem utilizados nestas obras.

Ahmed (1993) realizou ensaios de laboratório para analisar pedaços de pneus e suas misturas com dois tipos de solos. Os pedaços de pneus apresentaram tamanhos variando de 5 a 50 mm. Já no caso dos solos, foram analisados dois tipos: Areia de Ottawa e Argila Crosby, que conforme a classificação ASSHTO, pertencem aos grupos A-3 e A-4 respectivamente. A compactação do solo argiloso foi realizada através do método Proctor e para a areia a compactação ocorreu por vibração. A utilização de pedaços de pneus com solos argilosos não apresentou um bom resultado, e estes não serão abordados nessa pesquisa. Avaliando a mistura de areia a diferentes pedaços de pneus, tem-se resultados semelhantes no comportamento, exceto pelo fato de partículas maiores de restos de pneus armazenarem areia

no seu próprio interior e contribuirão para o aumento do peso específico. Conforme Ahmed (1993), para valores de tensões confinantes baixas a médias, relações de 40:60 em peso (pedaços de pneus: solo) produzem valores máximos de ganho de resistência - 65:35 em volume. Conforme Ahmed (1993), esta é uma relação próxima que pode ser usada como parâmetro em misturas de solo e pedaços de pneus.

Ahmed (1993) avaliou a resistência ao cisalhamento através de ensaios triaxiais em corpos de prova de 152,4 mm x 304,8 mm, com pedaços de pneus de até 25,4 cm. As amostras de pedaços de pneus e estes misturados a areia foram ensaiados a seco. Nos ensaios de tensão-deformação somente em pedaços de pneus, as curvas demonstram que o efeito da compactação é baixo quando são aplicadas tensões confinantes altas, e suaves quando aplicadas tensões menores. Os resultados mostram que a mistura de 40 % de pedaços de pneu na areia irá proporcionar maiores ganhos de resistência para baixas a médias tensões confinantes. Nas baixas tensões, as amostras de pneus apresentam abaulamento simétrico. Para tensões confinantes maiores, o abaulamento lateral é menor, tendendo a comprimir mais verticalmente. A mistura de 40% de pedaços de pneu em relação ao solo representa uma diminuição de 1/3 no seu peso específico, diminuindo os esforços sobre solos e contenções adjacentes. Ainda sobre o tamanho, pedaços de borracha de 25,4 mm produziram valores de tensão desvio um pouco maiores que os de 12,7 mm. Ao contrário dos solos, as amostras de pedaços de pneus não possuem um ponto de ruptura visível para as tensões aplicadas, de modo que possuem um comportamento linear tornando-se mais rígidas com o aumento da tensão aplicada. Segundo os estudos de Ahmed (1993), o tamanho dos pedaços de pneus e o tipo de compactação aplicada, ainda que influenciem num aumento sensível da tensão desvio, não são tão significativos como à tensão confinante. O comportamento da mistura areia e pedaços de pneus é influenciada principalmente pelo nível de tensões confinantes e razão de pedaços de pneus no solo. Para tensões confinantes de 27 a 137 kPa a relação de pedaços de pneus em relação ao solo de 39% é ideal para o aumento da resistência. No Quadro 7 são apresentados alguns valores obtidos por Ahmed (1993). No que se refere à resistência ao cisalhamento, a mistura de solo a pedaços de pneus é afetada principalmente pela tensão confinante, pela relação de pneu/solo e a densidade da mistura. Conforme Bosscher e Edil (1992) para as misturas de pedaços de pneu e areia, os pedaços de pneu tem um efeito de reforço.

Quadro 7: Valores de resistência ao cisalhamento (AHMED, 1993).

Material	Tensão Confinante (kPa)	Densidade (g/cm ³)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
Areia	31,99	1,85	41,4	0
Areia + 39% de pedaços de pneus				
5% de deformação	31,99		25,5	38
10% de deformação	99,00	1,44	34,6	56
15% de deformação	197,94		38,1	64

Segundo Ahmed (1993) o módulo de resiliência sofre uma grande influência negativa dos pedaços de pneus. Através dos ensaios de resiliência recomenda-se que aterros com pedaços de pneus ou misturados devem ser usados no mínimo a 1 metro abaixo da estrutura do pavimento. Sobre a compressibilidade, altas tensões confinantes, bem como preenchimento dos vazios de ar diminuem o efeito da alta compressibilidade. Neste caso, 38% é uma ótima quantidade de pedaços de pneu em relação ao solo para a questão de compressão e redução de peso. No Quadro 8 são apresentados os valores referentes aos parâmetros da compressibilidade dos solos conforme os ensaios realizados por Ahmed (1993).

Quadro 8: Parâmetros para ensaio de compressibilidade. (adaptado AHMED 1993).

Material	Densidade (g/cm ³)	Deformação Vertical (%) para σ_v (kPa)		CR ¹¹ para σ_v (kPa)			RR ¹² para σ_v (kPa)		SR ¹³
		68	137	13 a 27	27 a 68	68 a 137	27 a 68	68 a 137	68- 137
Pedaços de pneus (1 a 5 cm)	0,64	15,72	21,59	0,121	0,169	0,200	0,139	0,178	0,108
37%pedaços de pneus/areia (pedaços de 2,5 cm)	1,37	3,00	4,05	0,023	0,029	0,034	0,019	0,028	0,021

Lee et al. (1999) realizou ensaios triaxiais em corpos de prova de 150 mm x 300 mm. Para a compactação utilizou-se um método vibratório sob condições drenadas consolidadas e com pesos específicos secos de aproximadamente 12,5 e 6,3 kN/m³ para a mistura areia-pedaços de pneu (50/50 em volume) e pedaços de pneu respectivamente. A taxa de deformação aplicada foi de 1%/min, sendo que foram aplicadas tensões confinantes de 28, 97 e 193 kPa. Os resultados dos ensaios triaxiais nos pedaços de pneus mostram um comportamento praticamente linear da tensão-deformação, não havendo a identificação de um pico de tensão. É possível perceber uma redução linear do volume com o aumento da deformação axial, de modo que os espaços vazios nas amostras com pedaços de pneus são reduzidos com o aumento da tensão. Sob baixas tensões de confinamento, houve inchamento. Para tensões de

¹¹ CR: razão de compressão, inclinação da deformação vertical *versus* log da tensão vertical na zona virgem de compressão.

¹² RR: razão de recompressão, inclinação média da deformação vertical *versus* o logaritmo da tensão vertical para a porção de recompressão da curva.

¹³ SR: relação de dilatação, inclinação da curva de recuperação.

confinamento maior a amostra deforma inicialmente de maneira vertical e após 10% de deformação, o abaulamento é aparente. Os valores obtidos através do método hiperbólico para as amostras contendo somente pneus foram de $c: 7,6 \text{ kPa}$, $\phi: 21^\circ$, considerando uma densidade de $6,3 \text{ kN/m}^3$. Já para a mistura de areia e pedaços de pneus os valores obtidos foram de $c: 17,5 \text{ kPa}$ e $\phi: 42^\circ$, para uma densidade de $12,5 \text{ kN/m}^3$.

Yoon et al. (2005), apresentou um estudo onde foi construído um aterro de restos de pneus com solo. A construção considerou uma razão volumétrica de 50/50 de material composto por restos de pneus e solo, e uma razão de 23/77 em peso. Foram feitos ensaios de laboratório e monitoramento durante um ano das condições do protótipo. Conforme Yoon et al. (2005), o peso específico de pedaços de pneus varia de 2,4 a $7,0 \text{ kN/m}^3$ e mesmo que misturado a solos seu peso específico aumente, ainda será mais leve que os materiais normalmente utilizados. Conforme estudos de laboratório, amostras compactadas de pedaços de pneu e pedaços de pneu misturados a solos possuem valores de condutividade de $1,8 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ considerando 16% de pedaços de pneus e de $15,4 \text{ cm/s}$ considerando 100% de pedaços de pneus, valores iguais ou superiores a areias e cascalhos grossos.

Conforme Saygili et. al (2010) existem diversos derivados dos pneus no mercado, no caso de destinação para utilização em aterros geralmente usa-se pedaços de pneus. Conforme Edil e Bosscher (1992) é desejável utilizar pedaços de pneus com dimensões máximas de até 50 mm, para evitar problemas de compactação e diminuição de vazios. A redução de vazios além de aumentar a rigidez, diminui as chances de ocorrência de combustão espontânea. Conforme Edil e Bosscher (1994), há notificação de combustão espontânea de aterros de pneus triturados no Estado de Washington, mas salienta que muitos outros aterros construídos não apresentaram nenhum problema. Os estudos mostram que a mistura de pneus com areia altera positivamente as propriedades dos restos de pneus, diminuindo sua compressibilidade e a combustibilidade, através do preenchimento dos espaços.

Segundo Edil e Bosscher (1992), pedaços de pneus não apresentam risco de contaminação para águas subterrâneas. Ainda, em relação a contaminações devido à utilização de pneus, não foram detectadas concentrações acima dos níveis aceitáveis, além de que os pneus não possuem características de degradação acelerada, desde que estejam confinados no subsolo (YOON et al. 2005).

Considerando aterros utilizando pedaços de pneus em casos reais, Bosscher et al. (1997) apresenta parâmetros de projeto para aterros construídos usando pneus triturados com base em ensaios de laboratório e desempenho em campo. As amostras de pedaços de pneus analisados

possuem tamanhos de 25 x 50 mm a 100 x 450 mm, com média de 50x75 mm. Foram realizados ensaios de carga repetida para avaliar a deformabilidade dos pedaços de pneus. Inicialmente observou-se uma deformação de 36% para uma pressão vertical de 690 kPa. Grande parte da deformação ocorre no primeiro ciclo de carregamento, esse comportamento é percebido independentemente do tamanho dos pedaços de pneus. No caso da areia, para a mesma pressão de 690 kPa, houvera uma deformação de 5%. Os ensaios de deformação repetida mostram uma deformação plástica nos primeiros ciclos e elástica nos outros carregamentos. Percebeu-se que para um teor de areia de 40 % a compressibilidade é significativamente reduzida de 30 a 40 % para menos de 20%. Não foi testada a influência de outros fatores, como compactação, umidade, tamanho do molde.

Uma vez que estamos tratando de projeto rodoviário, é importante garantir a qualidade do pavimento. No que se refere ao cálculo de pavimentos, dois parâmetros são importantes: módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Segundo Bosscher et al. (1997), medições diretas indicam que o coeficiente de Poisson, para pedaços de pneus, apresenta valores entre 0,2 e 0,3. Os ensaios de resiliência demonstram que a utilização de pedaços de pneus acarreta em grande perda no módulo de resiliência. Buscando avaliar a influência real da presença dos pedaços de pneus, Bosscher et al. (1997) realizaram dois tipos de testes: primeiramente criaram modelos em grande escala para testes com a utilização de placas rígidas sobre o aterro, após, foram executadas estruturas reais testadas com pavimentos flexíveis sobre os pedaços de pneus. Para os ensaios com modelos utilizando sobrecarga com placas rígidas foram utilizadas as seguintes dimensões:

- Modelo 1: 0,9 m de pneus sob 0,6 m de areia;
- Modelo 2: 1,2 m de pneus sob 0,3 m de areia;
- Modelo 3: 1.5 m de pneus sem qualquer cobertura do solo;
- Modelo 4: Um sistema de camadas que consiste em (a partir do fundo): 0,3 m de pedaços de pneus, 0,3 m de areia, 0,3 m de pedaços de pneus, e 0,6 m de areia.

Conforme Bosscher et al. (1997), nos modelos 1, 2 e 3 a areia foi separada dos pedaços de pneu por um geotêxtil. No modelo 4 foram colocadas membranas adicionais de polietileno entre cada camada. Foram aplicadas cargas gradualmente e após poucos ciclos o excesso de

deformações plásticas foi desenvolvido. Após a aplicação de carga e ocorrência de deformações ocorreram rupturas locais, de modo que houve preenchimento da superfície com areia (pneu no caso do modelo 3). Após 1000 ciclos de aplicação de carga e nivelamento da superfície o solo estaria compactado e pronto para o tráfego. Foram simulados carregamentos de 7 a 200 kPa, exceto no modelo 3, onde foi aplicado 50 % dessa energia pois o deslocamento ultrapassou os limites dos leitores de deformação. A rigidez aumenta com a inserção de areia, pois ocorre um incremento do módulo volumétrico com o aumento do peso específico e a sobrecarga sobre os pedaços de pneus devido ao incremento de areia e diretamente pelo módulo volumétrico maior da areia em relação aos pedaços de pneus. O modelo 4 apresenta quase o dobro de rigidez que o modelo 1, sendo causa possível o menor volume de pedaços de pneu na estrutura, a disposição dos materiais, além claro das membranas rígidas inseridas. Tanto nos modelos, como nos ensaios de laboratório, é possível perceber que os pedaços de pneus possuem uma excessiva deformação plástica inicial seguida de uma deformação resiliente elástica, indicando a necessidade de estabilizar as deformações antes da pavimentação final (cobertura).

Bosscher et al. (1997) analisaram 10 estruturas de aterro implantadas em uma rodovia próximo a Madison, Wisconsin. As seções consideradas apresentam as seguintes composições:

- Seção 1: três camadas de 0,3 m de pedaços de pneus e duas de 0,3 m de solo de cobertura;
- Seção 2: 1,5 m de pedaços de pneus e 0,3m de solo de solo de cobertura;
- Seção 3: 0,9 m de pedaços de pneus e 0,9 m de solo de cobertura
- Seção 4: 0,9 m de pedaços grosseiros de pneus e 0,9 metros de solo de cobertura;
- Seção 5: 1,5 m de pedaços finos de pneus e 0,3 m de solo de cobertura;
- Seção 6: 1,5 metros de mistura 50/50 de pedaços de pneu e solo e cobertura de 0,3 metros de solo de cobertura;
- Seção 7 e 8: construídos com material reforçado por fibra (para outro projeto);

- Seção 9 e 10: seções convencionais executadas somente com areia.

Conforme Bosscher et al. (1997), os pedaços de pneus usados nas seções 1,2,3 e 6 possuem pedaços de 50-75 mm. Nas seções 4 e 5 foram usados pedaços de até 300 mm e finos em torno de 25 mm. O solo de cobertura é composto por areia bem graduada, e os 0,3 m de cobertura final são constituídos de material britado mais grosseiro, geralmente empregado em base de pavimentação. As estruturas possuem até 2 metros de altura, 4,8 metros de plataforma e taludes de (1V:2H). A separação das camadas foi feita utilizando geotêxtil, de modo a permitir a drenagem. O aterro foi aberto ao tráfego de caminhões pesados durante um tempo, de modo que após um determinado período o trecho foi asfaltado para verificar o comportamento. De acordo com as análises, realizadas utilizando o método citado por Bosscher et al. (1997), Asphalt-Phaser Manual (1989), os aterros foram classificados de 1(pior) a 10 (ótimo). As seções 3, 4, com cobertura de 0,9 m de areia, além das duas seções construídas com fibra reforçada, apresentaram um comportamento ótimo com pontuação de 9 a 10. Já no caso das seções 1,2 e 5 a pontuação foi baixa, de 2 a 4. A seção 6 apresentou um escore bom, com pontuação de 7 a 8.

Conforme já citado, a presença de pedaços de pneus acarreta em grandes deformações plásticas iniciais, podendo atingir até 40% no caso de amostras contendo somente pedaços de pneus. Com a redução da porosidade, os pedaços de pneus se comportam de maneira elástica. O módulo de deformação de pedaços de pneus é de 100 vezes menor que o da areia, mas quando cerca de 30 % de areia em peso é adicionado aos pedaços de pneus, o valor aproxima-se do observado para areia pura. Aterros rodoviários com preenchimento de 1 metro de solo convencional granular acima de pedaços de pneus possuem melhor comportamento quando comparados com os de cobertura menor. Além disso, após um tempo de acomodação, o desempenho de uma estrada com aterro convencional é semelhante ao de uma apoiada em aterro de pedaços de pneus. A porosidade dos pedaços de pneus afeta a rigidez do material. A porosidade destes é afetada pelo tamanho das partículas, de modo que partículas menores apresentam menor porosidade. O uso de pedaços de pneus deve considerar condições confinadas do material (Bosscher et al.1997).

Senez (2012) realizou um estudo do comportamento de solos reforçados com borracha moída de pneus, utilizando dois tipos de solo, arenosos e argiloso, misturados à borracha moída. Com os resultados obtidos, observou-se uma melhoria no comportamento mecânico do material reforçado em relação ao solo puro, sendo que com a inserção de 40 % de borracha

houve aumento de 20 % nos valores de parâmetros de resistência do solo argiloso analisado e 12 % nos valores de solo arenoso puro. Na mesma pesquisa fomenta-se a importância da destinação adequada de resíduos aliada a ganhos referentes a critérios técnicos.

Nessa linha de pesquisa, Attom (2005) estudou três diferentes tipos de areia misturados a diferentes porcentagens de pneus triturados 10, 20, 30 e 40%. Através dos testes realizados, foi possível verificar um aumento do ângulo de atrito e da resistência ao cisalhamento. No Quadro 9, são apresentadas as propriedades físicas dos tipos de areia que foram analisadas:

Quadro 9: Propriedades físicas das areias analisadas (ATTON, 2005)

	Areia A	Areia B	Areia C
Porcentagem de areia (%)	92	95	90
Porcentagem de silte e argila (%)	8	5	10
Peso específico seco (g/cm ³)	1.55	1.59	1.66
Umidade ótima (%)	14.1	12.2	11.4
Gravidade específica G _s	2.65	2.66	2.66

Além da variação da areia analisada, foram utilizados quatro diferentes porcentagens de pneus e quatro diferentes densidades em umidade ótima (duas abaixo da densidade máxima, uma na máxima densidade e a quarta acima da densidade máxima). No que se refere a granulometria das lascas de pneus, o material utilizado é passante na peneira US 3/8. Os pneus picados inseridos na areia aumentam a resistência na superfície de ruptura (ATTON, 2005). Para os três tipos de areia e para cada porcentagem da composição das tiras de pneus, foram realizados experimentos para avaliar diferentes situações. Serão apresentados apenas os valores para a Areia A, de modo que mais resultados podem ser encontrados no trabalho do autor. Primeiramente foi avaliado o efeito das tiras de pneus no incremento do ângulo de atrito, conforme Figura 15. Houve incremento no ângulo de atrito com o aumento na quantidade de restos de pneus.

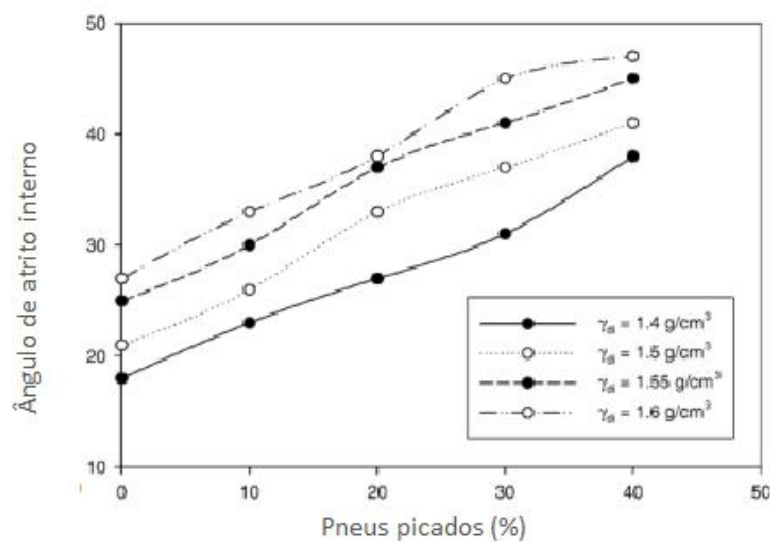


Figura 15: Efeito das tiras de pneus no ângulo de atrito na areia A (Adaptado ATTON, 2005).

Foram realizados ensaios para verificar o efeito da resistência ao cisalhamento e à deformação. Os resultados para a areia A podem ser vistos na Figura 16.

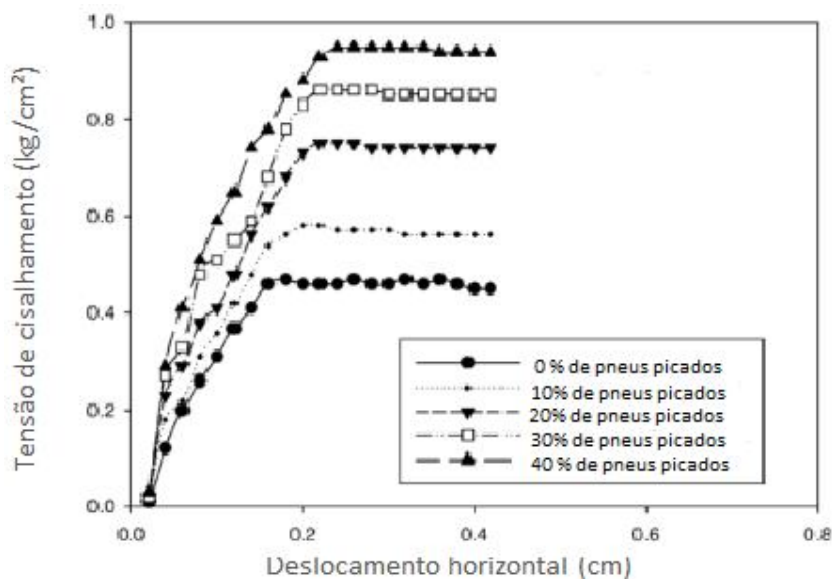


Figura 16: O efeito de tiras de pneu na resistência ao cisalhamento para a areia A (ATTON, 2005).

Nas Figura 17 foram apresentadas as relações entre tensão normal e resistência ao cisalhamento devido à inserção de tiras de pneus para a areia A.

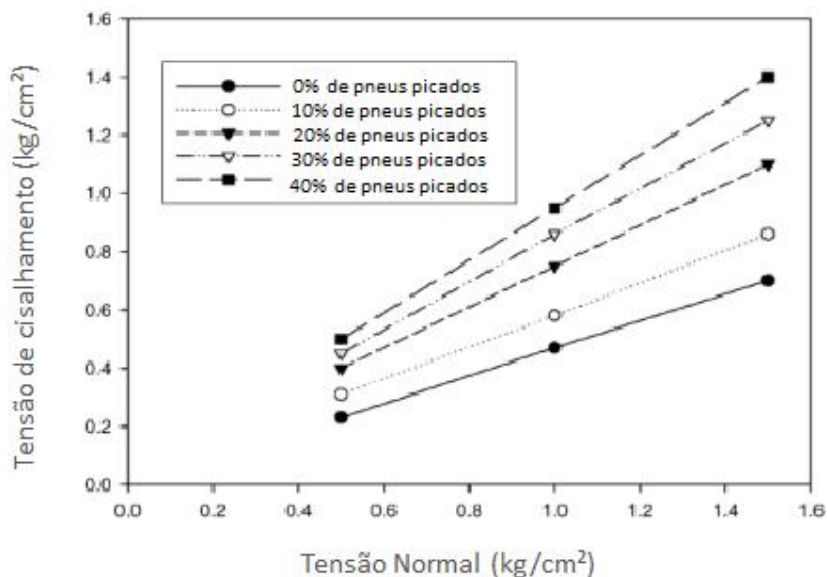


Figura 17: Relação entre tensão normal e resistência ao cisalhamento devido às tiras de pneus para a areia A (ATTON, 2005).

Attom (2005) concluiu que a utilização de pneus picados aumenta ao ângulo de atrito interno. Ainda, com base nos resultados obtidos criou um ábaco relacionando a relação entre a quantidade de pneu picado e ângulo de atrito, conforme Figura 18.

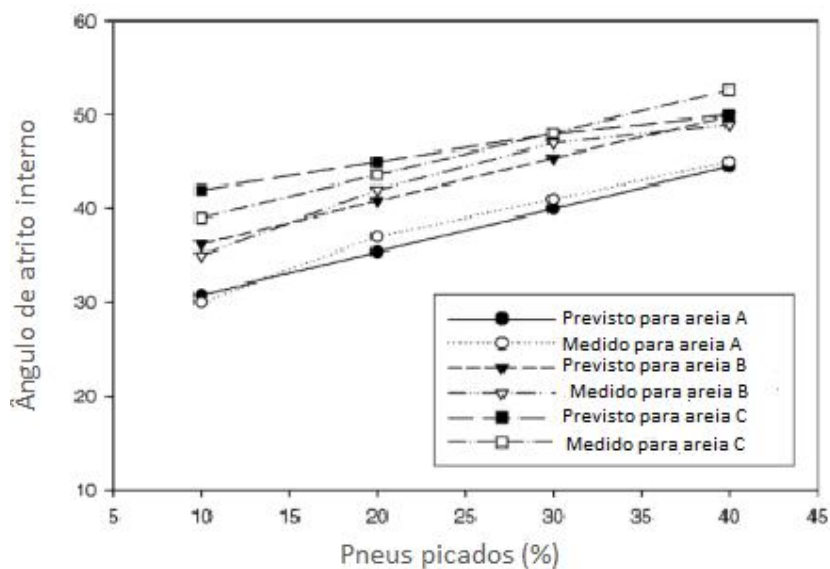


Figura 18: Relação entre a porcentagem de tiras de pneus e ângulos de atrito medidos (ATTON, 2005).

Quanto à questão da utilização de pedaços de pneus em aterros rodoviários, alguns autores fizeram recomendações. Ahmed (1993) identificou alguns passos que devem ser considerados na construção de aterros com utilização de pedaços de pneus misturados a solos ou não. No caso de aterros contendo somente pedaços de pneus, tem-se que:

- O material deve ser proveniente de pneu descartado, cortado em pedaços de tamanho definido, não devendo exceder o tamanho de 35 cm, passando na peneira de 8 polegadas em 80% e 50% na de 4 polegadas.
- A parte de aço dos pneus não deve estar exposta em 98 % das amostras, podendo aparecer apenas na face de corte. Durante a construção as camadas podem ser compactadas entre 40 e 60 cm. A retroescavadeira é apropriada para distribuição do material e a compactação deverá ser realizada por trator D-8 (três passadas são suficientes).
- Os pedaços de pneus devem ser inseridos acima do nível d'água e das águas subterrâneas.
- Deve ser feita impermeabilização do topo. Recomenda-se a utilização de geotêxtil no entorno.
- Deve-se respeitar uma profundidade mínima de 1 metro abaixo da estrutura do pavimento para evitar problemas de combustão do material e evitar a influência do módulo de resiliência do material.

No caso de mistura de pedaços de pneus com areia, Ahmed (1993) concluiu que para a execução em obra deve-se considerar os seguintes passos:

- Utilizar método de compactação vibratório, e considerar uma mistura de pedaços de pneus em relação a areia de 38%, devido aos seus valores ótimos de compressão e resistência ao cisalhamento.
- Os solos devem apresentar granulometria classificada como materiais granulares médios a grossos. O material não pode ter valores extremos de pH.

- Os pedaços de pneus devem ser compactados de 30 a 50 cm de espessura e após a distribuição de areia, de forma que a razão seja inferior a 38% em peso.

Ainda sobre recomendações para aterros rodoviários, Bosscher et al. (1997) comentam:

- O tamanho dos pedaços de pneu não é um item de especificação crítica. Mesmo assim recomenda-se utilizar pedaços de até 75 mm na sua maioria.
- O peso específico dos pedaços de pneu varia de 3 a 5,5 kN/m³, dependendo da compactação e do tamanho. Gravidade específica apresenta valor médio de 1,22, conforme conteúdo de metal.
- Recomenda-se a utilização de geotêxtil entre acamadas para que não ocorra migração de materiais e consequentes deformações localizadas.
- Um período inicial de assentamento deve ser esperado. O revestimento final deve ser construído após este período.

2.2.3 ARGILA EXPANDIDA

Segundo Neville (1997) as argilas expandidas são obtidas por aquecimento de diversas variedades de argilas em um forno rotativo, até a fusão incipiente a temperatura de 1000 a 1200 °C, quando ocorre a expansão do material por causa da geração de gases que ficam retidos em uma massa viscosa e plástica pelo calor. Os agregados de argila expandida produzidos pelo processo de sinterização contínua têm massa específica dentre 650 e 900 kg/m³.

Segundo Patriarca (2012), no ramo da geotecnia existem razões que levam a ser preferível a utilização de uma fração de agregados sem finos, e em particular de 10-20 mm. Uma das razões provém do fato que a maior dimensão das partículas permite o aumento do volume de espaços vazios entre elas, diminuindo a densidade do material. Outra ocorre devido a maior expansão das partículas, contendo, por conseguinte, maior volume de vazios no interior das mesmas. O material sendo mais leve apresenta maior eficiência em termos de preenchimento do aterro e em termos de transporte, justificando a preferência por fração mais grossa relativa às mais finas. A argila expandida é empregada em maior escala em países da Europa na

execução de aterros leves. O objetivo é reduzir as cargas verticais ou empuxos horizontais, buscando rapidez de execução de obra.

Segundo Hoff et al. (2002), nos países nórdicos, devido à rigorosos invernos e congelamentos, grandes problemas são causados em aterros rodoviários. Tradicionalmente materiais como cascalho e brita tem baixa capacidade de isolamento e precisam de camadas muito grossas para evitar que a geada penetre. Materiais mais leves, como a argila expandida, tornam-se uma alternativa promissora, pois apresenta bom grau de isolamento. Os testes mostram que o comportamento é próximo dos materiais convencionais, desde que nos testes, as tensões usadas sejam mais baixas para prevenir a quebra dos grãos.

Segundo Hoff et al. (2002), a argila expandida possui 1/7 da condutividade térmica de valores típicos para brita. Os valores de resistência quando comparados com a brita, são menores, mas os testes de rigidez elástica e resistência contra deformações apresentam bons resultados desde que os níveis de tensão sejam baixos o suficiente para evitar o esmagamento de partículas. No Quadro 10 são apresentadas as densidades para diferentes faixas granulométricas para a argila expandida.

Quadro 10: Características físicas da argila expandida (Adaptado HOFF et al., 2002)

Classificação	Densidade solta (kg/m ³)	Densidade após compactação (kg/m ³)	
		Seco	25% de peso em água (6% do volume)
LWA 0-32	335	370	460
LWA 4-20	295	330	410
LWA 10-20	280	310	390

Foram executadas seções experimentais e realizado monitoramento para avaliar o comportamento da argila expandida em aterros rodoviários. Referente ao nível de tensões, a argila expandida apresenta menor suporte quando comparado aos materiais tradicionais. Necessitam de um estudo aprofundado, mas certamente seu projeto deve considerar estruturas superiores que suportem as maiores tensões e as distribuem uniformemente para não ocasionar tensões altas no material leve. Dentro das tensões analisadas, 100 kN/m² para o material de 10-20mm e de 150 kN/m² para o material de 0-32mm, conclui-se que os valores de laboratório mostram rigidez elástica e resistência contra deformações semelhantes as dos materiais tradicionais. Devem-se analisar melhor os casos e estruturas mínimas para permitir

que o solo seja utilizado em aterros rodoviários como uma opção de material leve ou como isolamento térmico (WEBER, 2002).

O valor do ângulo de atrito é de 37° para a faixa de 10-20 mm e de 45° para a faixa de 0-32 mm, sempre para baixas tensões. Sobre demais testes aplicados geralmente para materiais de aterro rodoviário, estes são considerados inadequados (CBR, proctor, etc.), uma vez que estes materiais não devem ser usados em camadas superiores. Assim como a maior parte de matérias leves, não devem ser usados em áreas submersas, mas podem ser usadas em regiões susceptíveis a inundações. Nessas áreas deve-se garantir peso suficiente para que o material não flutue. (WEBER, 2002).

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

Atualmente a Rodovia Estadual ERS/122, trecho São Vendelino – Nova Milano, apresenta-se com pista simples, com terceira faixa implantada em toda extensão no sentido São Vendelino - Nova Milano, sendo enquadrada como uma via de Classe I-B, em zona montanhosa da Serra Gaúcha. Na Figura 19 é apresentada a localização de São Vendelino.



Figura 19: Mapa Político do Rio Grande do Sul

O trecho está localizado na região serrana do Rio Grande do Sul, área com grande potencial econômico. Através da Figura 20 é possível visualizar diversas cidades expressivas no cenário econômico da região, como Bento Gonçalves, Garibaldi, Farroupilha e principalmente Caxias do Sul. O trecho de estudo da ERS/122 é a principal rota de ligação entre a capital do estado - Porto Alegre - e sua região metropolitana com Caxias e Farroupilha, entre outras cidades vizinhas.

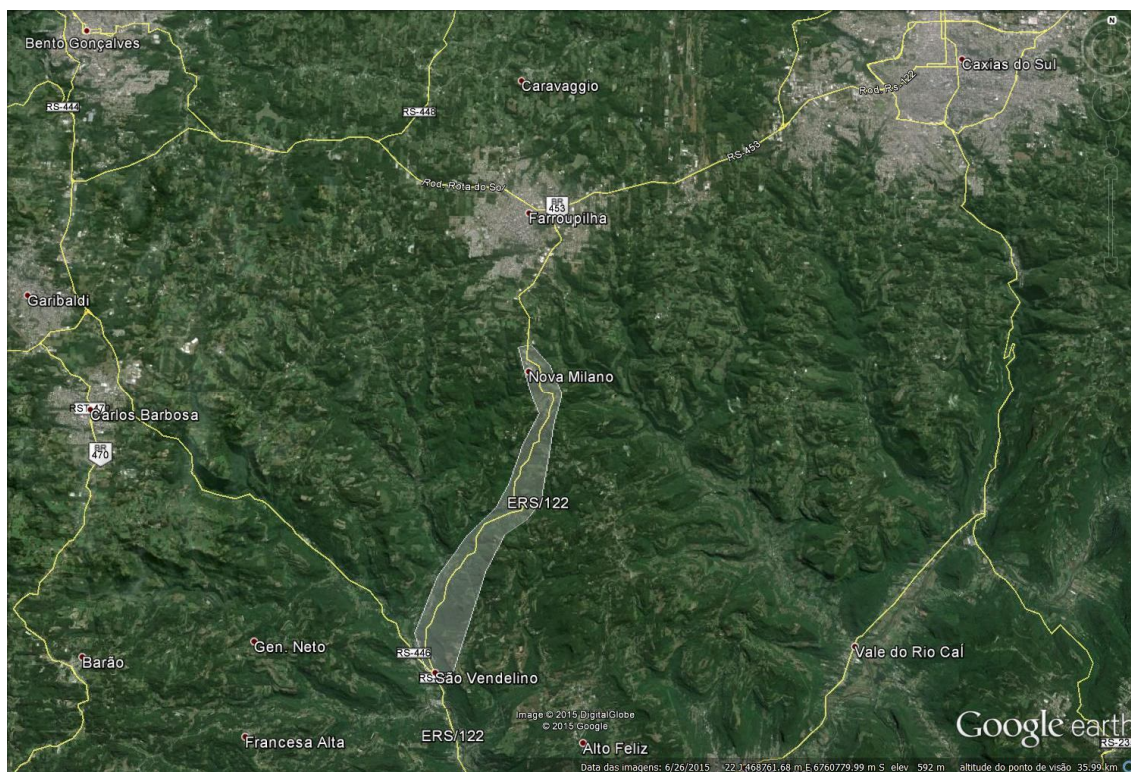


Figura 20: Localização do trecho e indicação de cidades próximas (Google Earth, 2015).

Não foram realizadas contagens de tráfego na rodovia, mas através de inspeções em campo é possível verificar grande intensidade de tráfego, principalmente nos horários compreendidos das 6 às 9 horas da manhã e 17 às 20 horas da noite. Há um volume significativo de veículos de carga que trafegam na via.

3.1 GEOLOGIA

Conforme classificação geológica do trecho, a região de estudo é caracterizada por duas unidades geológicas pertencentes ao Grupo São Bento: Formação Botucatu (rochas sedimentares) e a Formação Serra Geral (rocha vulcânica), (CPRM, 2012).

É possível perceber que em decorrência da intemperização e das grandes declividades do terreno, o material mais superficial transformou-se em uma fina camada de solo, com blocos e matacões reliquias de basalto. Essa alteração é mais forte nas zonas de rocha que possuem

forte textura amigdaloidal e ou vesicular (AZAMBUJA et al., 2001a; VANACÔR, 2006). Com exceção da cobertura de solo e das formações superficiais, este conjunto rochoso encontra-se recortado por uma série de fraturas tectônicas multidirecionais, ocasionando a dissecação do relevo e formação de vales observados na região. Nas áreas mais declivosas é comum encontrar depósitos de colúvios e tálus (origem da decomposição e fragmentação de rochas vulcânicas transportados por movimentos gravitacionais), enquanto que nas regiões mais planas é possível identificar depósitos aluviais incipientes. Os depósitos coluvionares e de tálus apresentam sinais de instabilização como escorregamento e rastejo do solo (AZAMBUJA et al., 2001a).

A Formação Botucatu aflora próximo à cidade de São Vendelino, em cotas inferiores a 200m. A Formação Serra Geral ocorre desde o contato com arenitos da Formação Botucatu, até as cotas mais elevadas. Devido a esta razão, a maioria dos casos de instabilidade registrados estão condicionados à geologia dessa formação. Entre os tipos litológicos desta última Formação podem-se encontrar os basaltos e os riodacitos (em cotas mais elevadas) (AZAMBUJA et al., 2001a). A Formação Serra Geral apresenta um pacote de derrames de 660m, com a espessura de cada derrame variando de poucos a 100m (MARTINELLO, 2006). Segundo Leniz e Amaral (1978) apud Martinello (2006), na Figura 21 tem-se o esquema do perfil típico de um derrame basáltico geral.

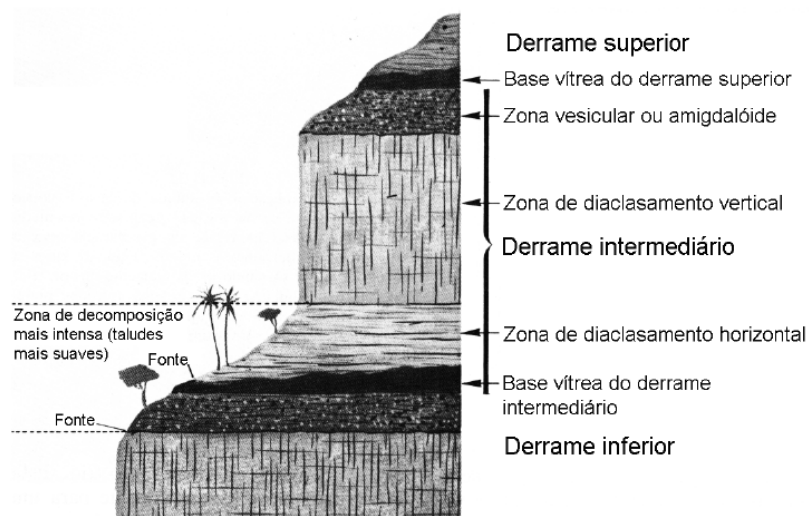


Figura 21: Perfil típico de um derrame basáltico na formação Serra Geral (Leinz e Amaral, 1978; apud Martinello, 2006).

As estruturas atectônicas estão principalmente representadas por juntas de alívio que podem ser identificadas nos taludes rochosos ao longo da via. Por apresentarem persistência considerável, fraturamento e mergulho em direção à estrada, são propensos a ocorrência de queda, deslocamentos de blocos e escorregamentos translacionais de camadas de solo sobre a rocha (AZAMBUJA et al., 2001a).

3.2 GEOMORFOLOGIA

A geomorfologia da região em estudo se enquadra na Unidade Geomorfológica Patamares da Serra Geral. Localiza-se na transição entre os Campos de Cima da Serra com a Depressão Central Gaúcha, esculpido nas rochas vulcânicas básicas a ácidas da Formação Serra Geral (AZAMBUJA et al., 2001a).

O clima úmido fez com que houvesse um expressivo trabalho de dissecação fluvial e intemperismo químico, originando um relevo ondulado com vertentes côncavo-convexas, onde as encostas e os patamares se apresentam escalonados, evidenciando os diferentes níveis de derrames vulcânicos existentes. (AZAMBUJA et al., 2001a; VANACÔR, 2006).

Segundo Azambuja et al. (2001a) na área dos patamares, a topografia é mais suave, com declividade não superior a 20°, permitindo o desenvolvimento de uma camada mais espessa de solo. Para regiões um pouco mais inclinadas, de 20 a 45°, há ocorrência de escoamento freático e pequenos movimentos de massa. Já para regiões mais íngremes, de 45 a 90°, junto a taludes rochosos e escarpas, há formação de depósitos gravitacionais.

3.3 HIDROLOGIA E VEGETAÇÃO

Como as microbacias são alongadas e a declividade da região acentuada, o tempo de concentração da bacia diminui, aumentando o poder de carregamento de materiais erodidos. Em períodos de grande pluviosidade, a energia da água dos córregos aumenta, erodindo o fundo e o leito dos talwegues, aumentando, desta forma, o volume de material transportado (AZAMBUJA et al., 2001a).

Os cursos d'água da região estudada, segundo a Secretaria Estadual do Meio Ambiente – SEMA, fazem parte da Região Hidrográfica do Guaíba (Bacia Hidrográfica do Rio Caí). O segmento está inserido nas regiões fisiográficas Encosta Inferior do Nordeste e Encosta

Superior do Nordeste. Os cursos d'água interceptados pelo traçado são afluentes do Arroio Forromeco ou do Arroio do Ouro Verde. Estes arroios são afluentes do Rio Caí.

Segundo Azambuja et al. (2001a), a drenagem da região apresenta-se encaixada nas áreas de lineamento estrutural e estão representadas pelos vales e cursos fluviais por segmentos retilíneos e rupturas de declive marcadas por ressaltos, escarpas e quedas d'água. Importante sob o aspecto hidrológico, visto que as zonas de maior fluxo d'água ocorrem principalmente nas interfaces entre os derrames e os limites estruturais intraderrame. A junção desses às fraturas tectônicas ocasiona o aumento de volume d'água que percola nos taludes.

Os dados de chuva e os histogramas foram obtidos fazendo-se uso dos dados pluviométricos da Estação Pluviométrica São Vendelino (código 02951027), com as seguintes coordenadas geográficas: latitude $-29,367169^\circ$ e longitude $-51,371621^\circ$, referente ao período que vai do ano de 1970 a 2011, com exclusão dos anos de 1988, 1991, 1999, 2003, 2004, 2006, 2007, 2009 e 2010, por falta de dados. Os dados foram pesquisados junto ao endereço eletrônico da ANA – Agência Nacional de Águas. A estação foi escolhida pela maior proximidade e influência sobre a área onde se situa o trecho em questão.

A seguir são relacionados alguns dados obtidos:

- Precipitação pluvial, média anual 1.735,8 mm;
- Número de dias de chuva, média anual 107 dias;
- Máxima altura de chuva em um dia 97,7 mm.

Na Figura 22 e na Figura 23 são apresentados, respectivamente, os histogramas correspondentes à precipitação média mensal e número médio de dias chuvosos mensalmente.

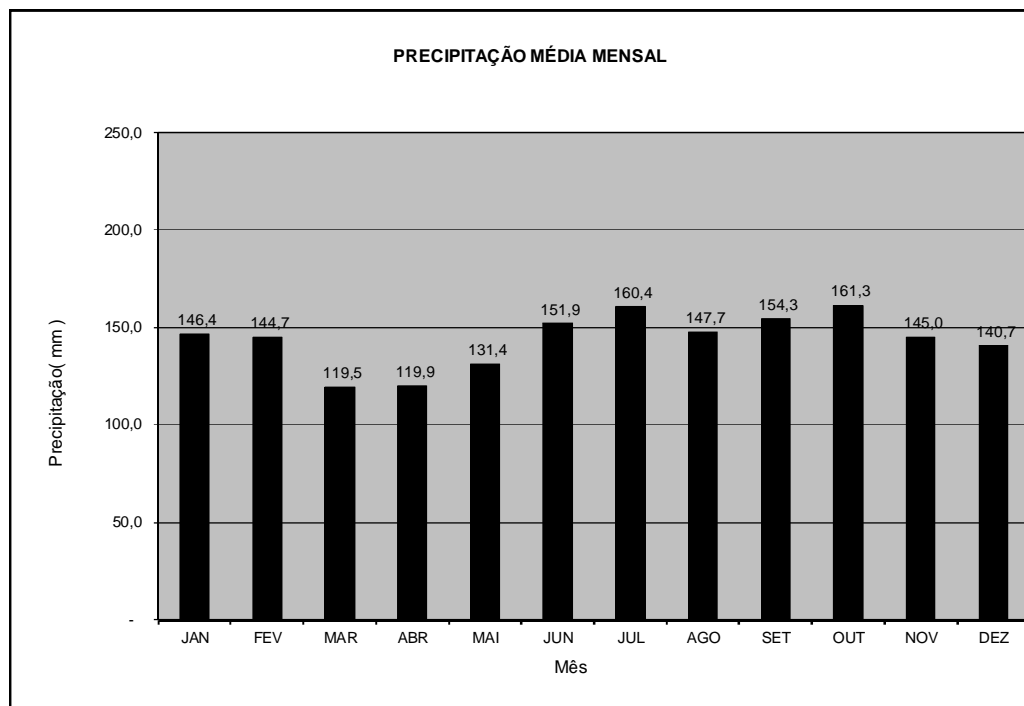


Figura 22: Precipitação média mensal

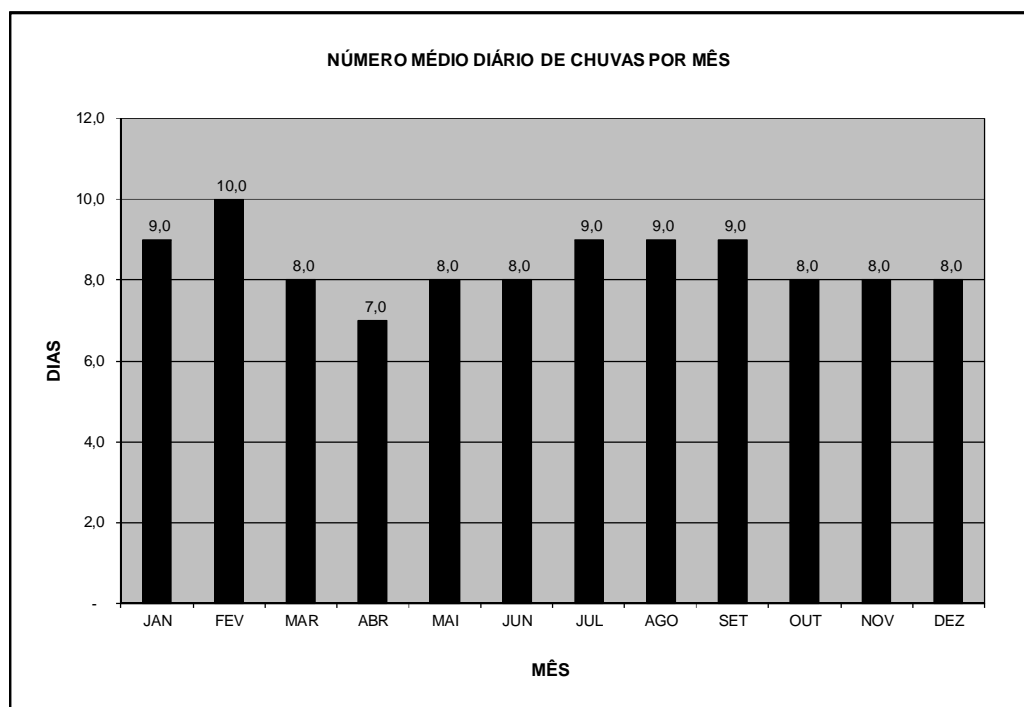


Figura 23: Número médio de dias chuvosos por mês.

Analisando os dados é possível perceber que as chuvas são bem distribuídas e apresentam um pico nos meses de junho a outubro, acompanhando a distribuição normal no Rio Grande do Sul. Considerando essa distribuição de chuvas, e o fato de que o solo normalmente apresenta-se úmido, chuvas intensas podem representar grande risco de instabilidades geotécnicas, com maiores chances de saturação do solo.

As encostas de maior declividade são recobertas, em grande parte, por uma densa vegetação de porte arbóreo. As encostas mais suaves apresentam processo de ocupação antrópico que ocasionou um desmatamento parcial dessas áreas para o cultivo de lavouras e culturas anuais, perenes e reflorestamento de espécies exóticas, como pinus e o eucalipto. Na Figura 24 é possível visualizar a presença da densa vegetação.



Figura 24: Vegetação presente em ambos lados da via no km 42+540, com acesso a estrada vicinal.

3.4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E TOPOGRÁFICAS

O trecho de estudo apresenta 13,7 km de extensão. Na Figura 25 é possível visualizar uma imagem aérea de todo o trecho descrito nessa pesquisa. A imagem foi utilizada para estudos iniciais.

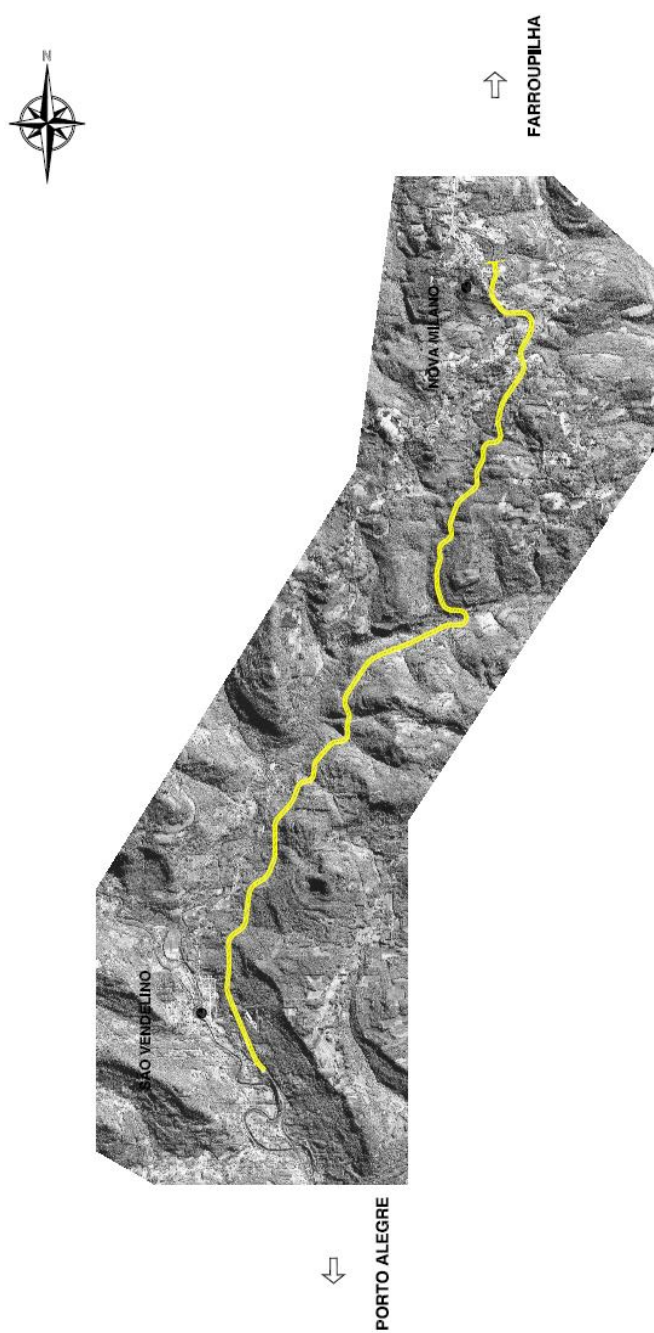


Figura 25: Imagem aérea reduzida do trecho estudado (Bourscheid, 2011).

Como já foi mencionado, o trecho atual é classificado como uma rodovia de pista simples, com terceira faixa no sentido São Vendelino – Nova Milano. A seção da Figura 26 apresenta a plataforma pavimentada geral existente no trecho, com largura média de 10,50 metros. O trecho apresenta uma formação típica da meia encosta, com paredão rochoso à direita e solo residual à esquerda (considerando o sentido São Vendelino - Nova Milano).

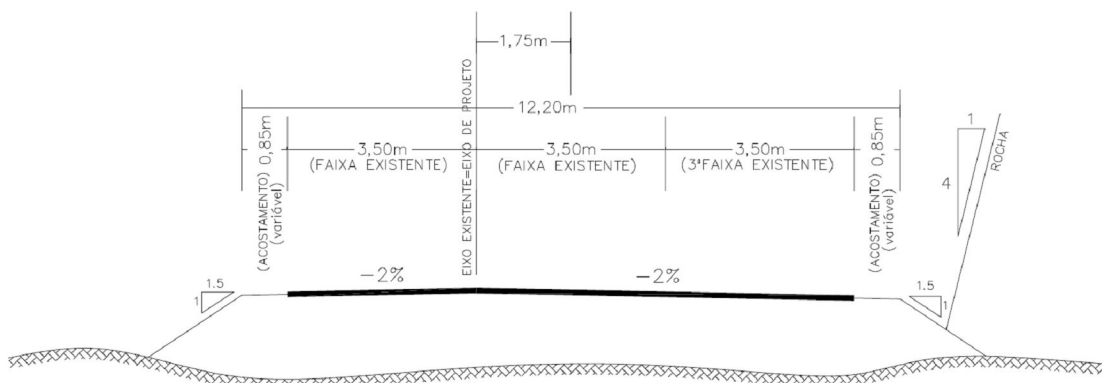


Figura 26: Seção geral existente no trecho.

Referente aos dados topográficos foi possível acessar informações dos 13,7 km de levantamento realizados através de topografia convencional. Os dados planialtimétricos analisados são provenientes do levantamento topográfico realizado pela Bourscheid Engenharia e Meio Ambiente e também pela Enecon S.A (obtidos através de pesquisa junto ao DAER/RS). A topografia para implantação do eixo de projeto pela Bourscheid Engenharia e Meio Ambiente foi realizado do km 40+000 ao km 53+700. Já os dados levantados pela Enecon S.A que serviram de base para o desenvolvimento de projetos de contenção para Azambuja Engenharia, estendem-se do km 40+254 ao km 46+000. Através dos levantamentos é possível perceber que o terreno é montanhoso, bastante sinuoso e com taludes íngremes de grandes extensões. O trecho apresenta rampas acentuadas, chegando a atingir 6% em alguns segmentos. Na Figura 27 e na Figura 28 é possível visualizar parte do trecho, do km 40+000 ao km 45+000.

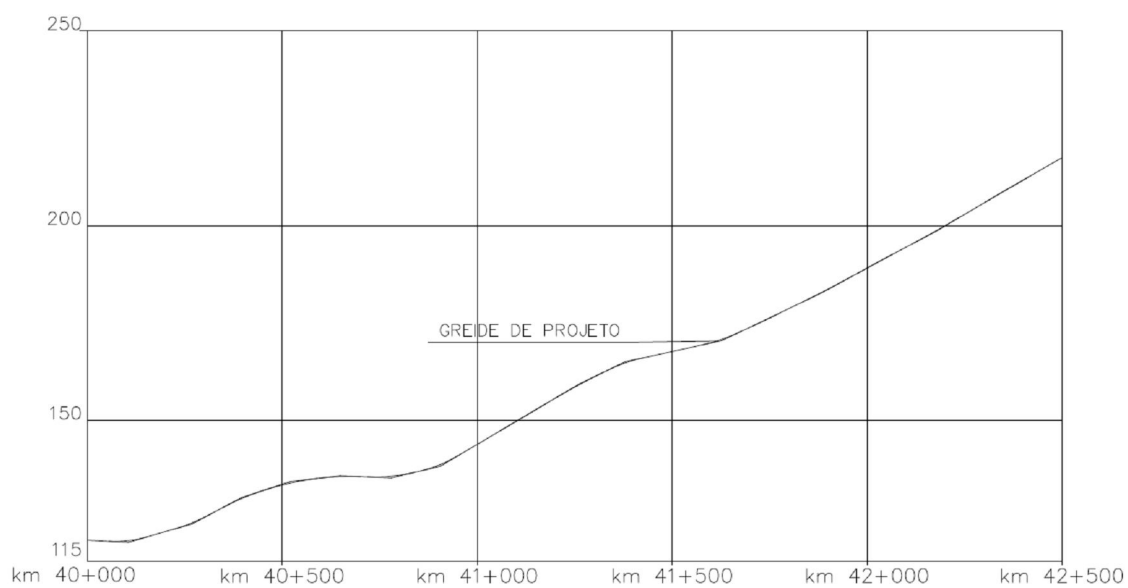


Figura 27: Greide existente entre o km 40+000 e o km 42+500. (Bourscheid, 2011).

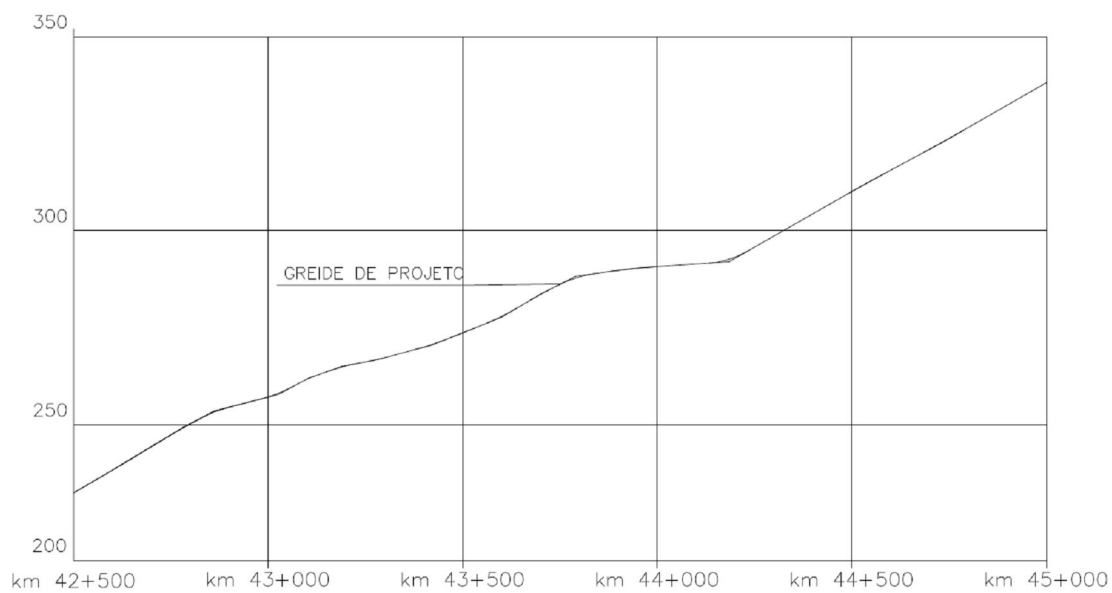


Figura 28: Greide existente entre o km 42+500 e o km 45+000. (Bourscheid, 2011).

Buscando utilizar as informações topográficas de ambos os levantamentos, buscou-se analisar de forma mais detalhada o trecho compreendido entre os km 40+254 ao km 46+000. Com base na imagem aérea e levantamentos topográficos existentes, o trecho foi percorrido para conhecimento. Ao longo do percurso nota-se uma rampa acentuada acompanhada por uma seção típica de meia-encosta. É possível perceber que já houvera intervenção de obras geotécnicas, principalmente entre os km 44+000 e 46+000. Destaque para um muro de arrimo com aterro de enrocamento de pedra executado para conter a estrada a montante, e que permite a existência de uma estrada vicinal à jusante. Analisando o muro, apresentado na Figura 29, é possível verificar sinais de instabilidade na parte do enrocamento, revelando complicações geotécnicas que precisam ser melhor analisadas, mas que não será tratado nesse trabalho. Desse modo, buscou-se analisar melhor o trecho para selecionar um local em que não tivesse presença de obra de contenção, e que apresentasse uma seção típica de meia encosta, a qual no desmanche de rocha certamente acarretaria na paralisação do tráfego na via. Ainda, sabe-se da existência de instabilidades no lado direito da rodovia de modo que há estudos de contenções de corridas, blocos de rocha, entre outros. O estudo atual não fará avaliação do lado direito, tratando o local como estável para simplificar os estudos e focar na utilização de aterros com materiais drenantes e leves.



Figura 29: Muro de arrimo existente a esquerda da rodovia entre o km 44+000 e o km 46+000, no sentido São Vendelino – Nova Milano.

Aproximadamente no km 42+540, a existência de uma estrada vicinal possibilitou a visualização da saia do talude na rodovia, numa extensão aproximada de 500 metros. A saia do aterro estava visualmente coberta de vegetação, em grande parte inclinada, além de presença significativa de pedregulhos e blocos de rocha. O talude à esquerda da via é composto visivelmente por um solo desagregado, com sinais de instabilidade, enquanto que à direita a presença de rocha ocorre próximo da pista. Baseado nestas premissas buscou-se caracterizar de maneira mais específica a topografia do local, buscando informações nos estudos realizados. Especificamente, foram avaliadas algumas seções existentes entre o km 42+400 e o km 42+660, apresentadas de forma agrupada na Figura 30. Estas seções foram avaliadas, pois representam seções típicas de meia encosta, e apresentaram possibilidade de serem melhores inspecionadas. No km 42+540 tem-se o início da estrada vicinal que dá acesso a uma comunidade local, de modo que neste trecho ocorre uma mudança significativa na inclinação dos taludes facilmente visualizados. Analisando as seções neste trecho de 260 metros é possível perceber um aumento da cota no sentido Nova Milano – São Vendelino, e uma semelhança topográfica entre elas. Na Figura 31, na Figura 32 e na Figura 33 são representadas separadamente as seções, confirmando a semelhança topográfica do trecho analisado. Ainda, imagens do trecho estudado são apresentadas na Figura 34 e Figura 35, evidenciando o talude rochoso à direita e a presença de vegetação abundante.

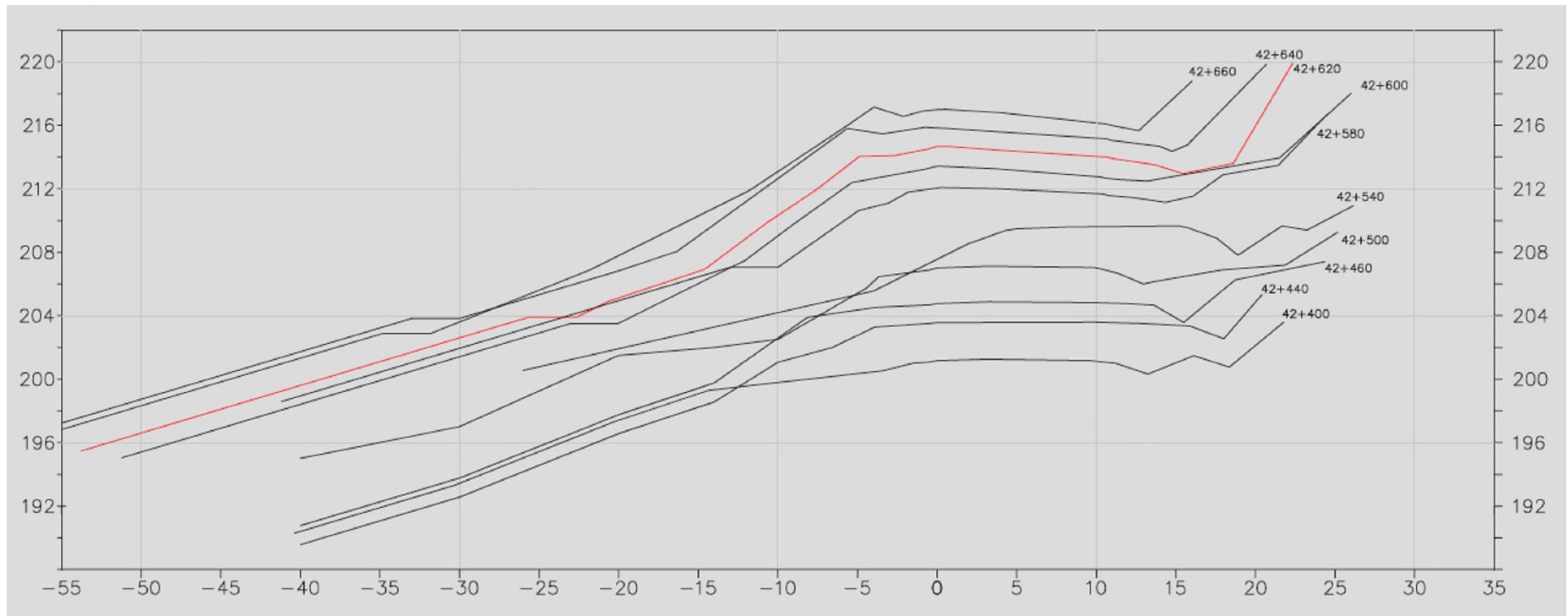


Figura 30: Seções topográficas analisadas do km 42+400 ao km 42+660.

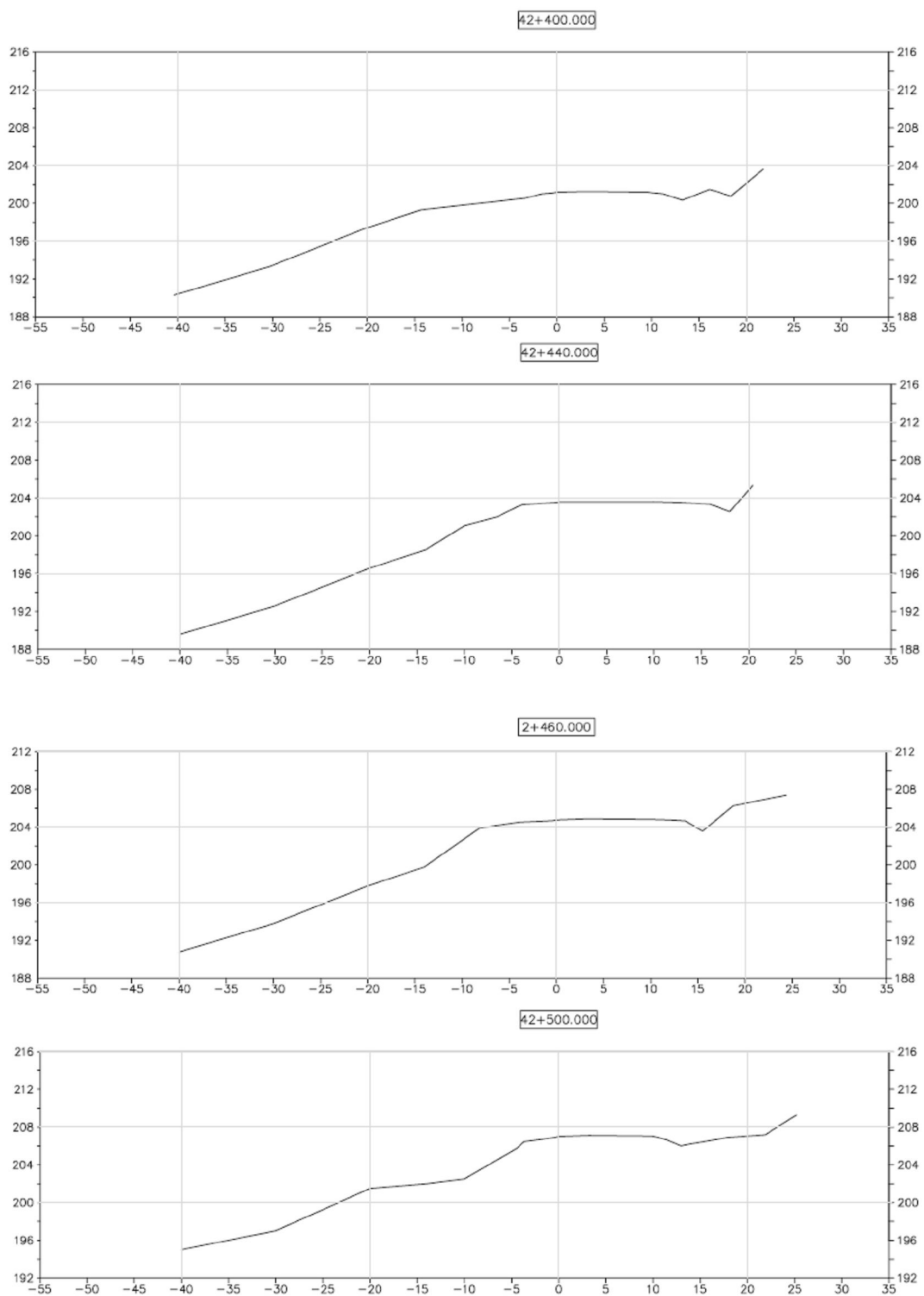


Figura 31: Seção do km 42+400, 42+440, 42+460 e 42+500.

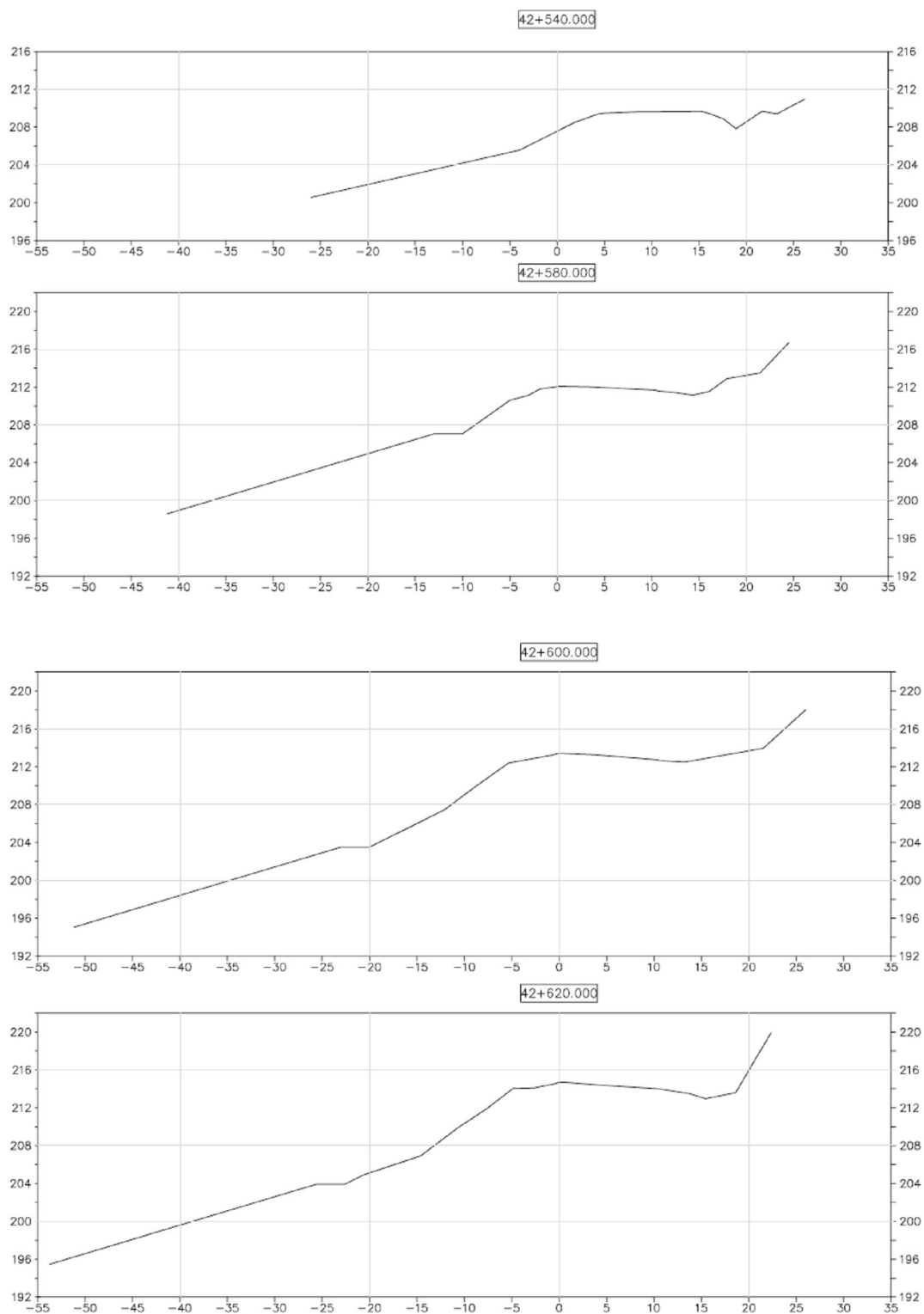


Figura 32: Seção do km 42+540, 42+580, 42+600 e 42+620.

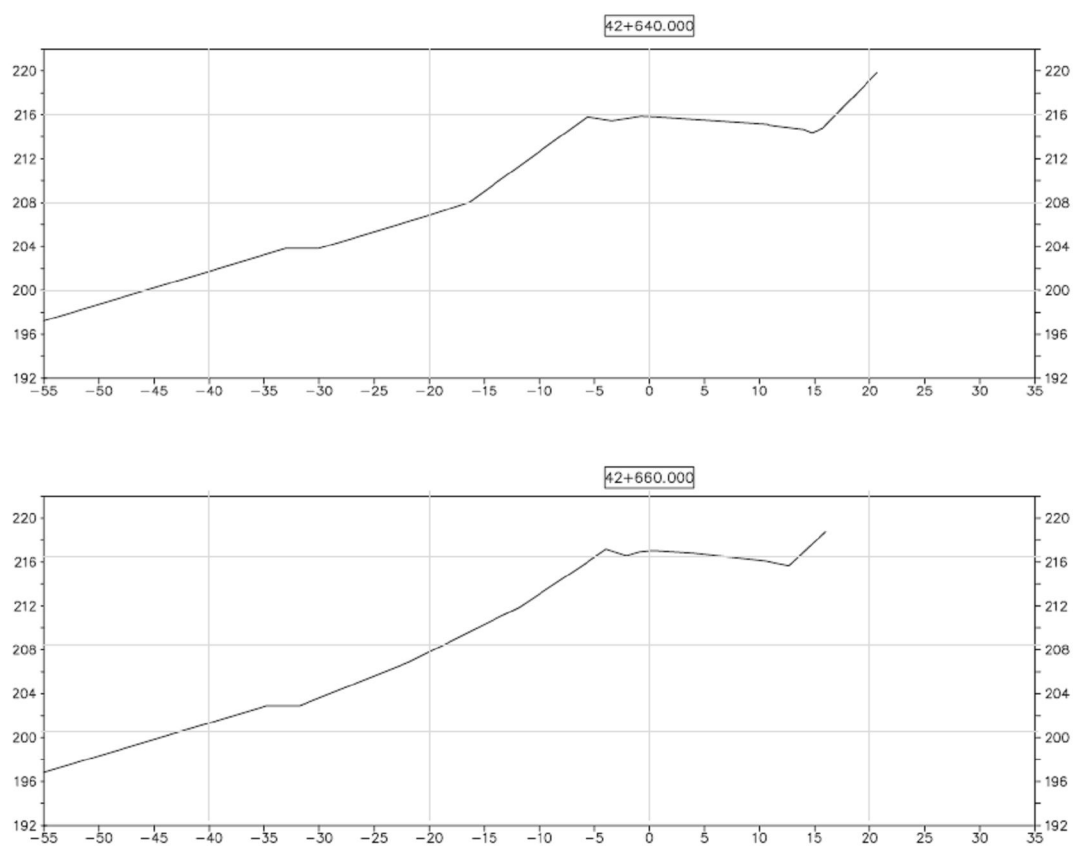


Figura 33: Seção nos km 42+640 e 42+660.



Figura 34: Imagem da seção analisada no sentido Nova Milano – São Vendelino, sentido contrário do estaqueamento.

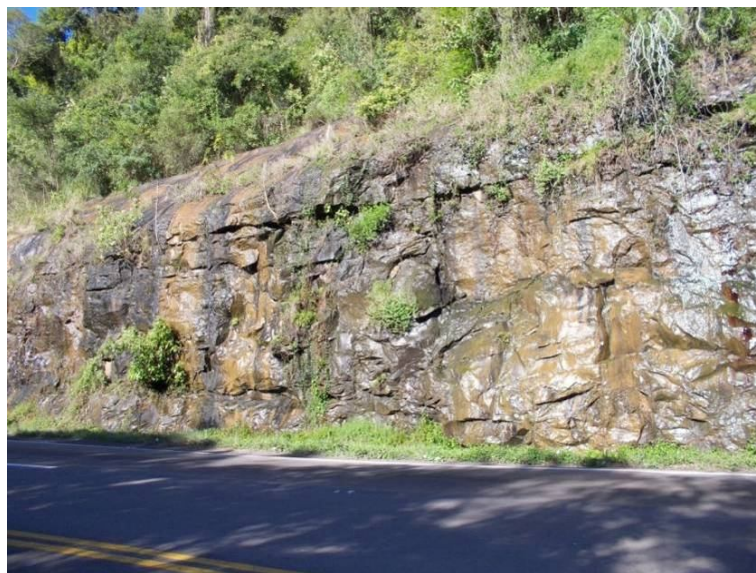


Figura 35: Vista do paredão existente no lado direito da via no sentido São Vendelino - Nova Milano.

Analisando as imagens do local é possível perceber que o talude rochoso está bastante próximo da pista existe, e em ambos os lados da via há grande presença de vegetação. É possível notar que o aumento da plataforma neste trecho, para o lado direito, acarretaria no desmonte de rocha e alterações geométricas no pé do talude. Somado a isso, buscando

minimizar os impactos no tráfego, principalmente pela interrupção da pista, a solução que será avaliada considera que o aumento da plataforma seja feito no lado esquerdo.

Sobre a estrutura do pavimento, analisando a seção de projeto é possível perceber que foram indicadas diferentes seções de acordo com ISC (Índice de Suporte Califórnia) de projeto, de modo que considerando a estrutura de reforço, estrutura de drenagem, base, sub-base e revestimento asfáltico as seções apresentam variação de 43 a 78 cm, conforme Anexo A. Através das visitas de campo é possível perceber que novas camadas de material asfáltico foram dispostas sob o pavimento existente, de modo que o pavimento possui locais com camadas visíveis de até 20 cm de concreto asfáltico. Buscando equalizar estes valores e possíveis variações, a dimensão adotada para a camada de pavimentação no trecho será de 100 cm. Para simplificar e como medida de proteção para diferentes camadas de pavimentação, considera-se o peso específico da camada de pavimento o valor de 24 kN/m³.

3.5 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Com base nos dados bibliográficos, seja de projetos realizados para local, bem como dos estudos acadêmicos na área em questão, sabe-se que o local certamente apresenta colúvio na composição dos taludes. Estes dados são confirmados com inspeções de campo e realização de sondagens para reconhecimento do local. Desta forma, os parâmetros que serão utilizados nesta pesquisa têm como base os valores já apresentados por outros autores para este solo.

Foram realizados estudos por Azambuja et al. (2001), Silveira (2008) e Martinello (2006) neste local, principalmente para analisar a ocorrência de corrida de detritos. Entre as pesquisas realizadas para esse trecho, uma delas refere-se ao km 45+350, conforme Silveira (2008), a direita da rodovia ERS/122 no sentido Nova Milano – São Vendelino, distante cerca de 3,0 km do local de estudo dessa dissertação (entre o km 42+440 e o km 42+660). Foram realizados ensaios de caracterização do material, como granulometria e limites de Atterberg. Os resultados são apresentados no Quadro 11 (Silveira, 2008).

Quadro 11: Resultado de ensaios (SILVEIRA, 2008).

Amostra	γ (kN/m ³)	LL (%)	IP (%)	Tipo de ensaio	Granulometria – porcentagem passante					
					% argila (<2,0 μ m)	% silte (2-0,06 μ m)	% areia fina (0,06 μ m- 0,2 mm)	% areia média (0,2-0,6 mm)	% areia grossa (0,6 mm- 2,0 mm)	% pedregulho (2,0 mm – 76 mm)
Cota 351 m	29,5	60	18	CSP	41 / (22*)	41,5 / (63*)	10,5 / (8*)	4 / (4*)	1 / (1*)	2 / (2*)
		68	20	SSP	46 / (24,5*)	41,5 / (63*)	6 / (7*)	3 / (3*)	2 / (1*)	1,5 / (1,5*)
Cota 360 m	28,9	56	16	CSP	40 / (33*)	45 / (49*)	7 / (10*)	4 / (4*)	2,5 / (2,5*)	1,5 / (1,5*)
		56	19	SSP	38 / (38*)	48 / (43*)	9 / (14*)	3 / (4*)	1 / (0*)	1 / (1*)
Cota 365 m	29,0	54	20	CSP	35 / (30*)	48 / (52*)	9 / (10*)	5 / (5*)	2 / (2*)	1 / (1*)
		55	19	SSP	34 / (23*)	47 / (49,5*)	10 / (12*)	5 / (9*)	3 / (5*)	1 / (1,5*)

CSP: com secagem prévia; SSP: sem secagem prévia (via úmida); (x*): resultados sem uso de defloculante

Através da análise dos resultados, o solo é classificado como silto-argiloso, com silte de alta compressibilidade. Devido os resultados do índice de plasticidade, o material é elencando como de comportamento plástico. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas e deformadas colhidas na crista da ruptura (360m). Os resultados estão apresentados no Quadro 12.

Quadro 12: Ângulo de atrito e intercepto coesivo para ensaios de cisalhamento direto (SILVEIRA, 2008).

Condições dos corpos de prova	Equação da reta (envoltória de ruptura)	Parâmetros de resistência ao cisalhamento	
		Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') (°)	Intercepto coesivo efetivo (c') (kPa)
indeformados	$\tau=0,5\sigma'_n+9,7$	26,3°	9,7
remoldados	$\tau=0,5\sigma'_n+4,5$	25,8°	4,5

Com os resultados de diversos ensaios triaxiais CIU, CID e CID-U com corpos de prova indeformados, foram ajustadas duas envoltórias de ruptura. A partir destas envoltórias foram encontrados os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material localizado acima da crista da ruptura (365 m). Os resultados constam no Quadro 13.

Quadro 13: Ângulo de atrito e intercepto coesivo para ensaios triaxiais (SILVEIRA, 2008).

Envoltória de ruptura / tipo de ensaio	Equação Mohr-Coulomb	c' (kPa)	ϕ' (°)
2	$\tau=0,6\sigma'_n+31,6$	7,2	31,6
3	$\tau=0,6\sigma'_n+13,9$	13,9	31,6

Ainda sobre esta região, Azambuja et al. (2001b) realizaram uma retroanálise para um talude no km 45+300, com inclinação de 1:1,3 (V:H), que apresentou sinais de instabilidade. Considerando lençol freático típico para esta situação em períodos de grande precipitação, e peso específico de 18 kN/m³, os valores obtidos com a retroanálise foram de c' = 1 kPa e ϕ' = 31°. Também no Km 44+260 há uma obra de contenção estudada por Azambuja Engenharia e Geotecnia. Neste caso foram estudadas três soluções geotécnicas para o local: aterro de enrocamento; solo reforçado com geogrelhas, associado a aterro de enrocamento e uma cortina atirantada junto ao acostamento. A solução indicada para projeto foi a de solo reforçado com utilização de geogrelhas associado a aterro de enrocamento, justificado pelo fato do substrato resistente estar longe da rodovia e da dificuldade de acesso ao local. Através de retroanálises foram determinados os parâmetros geotécnicos no local. Os parâmetros geotécnicos obtidos para o talude à esquerda da rodovia foram os seguintes: c': 4 kPa e ϕ' : 28°, para um peso específico de 18 kN/m³. No Anexo B são apresentadas duas sondagens, no km 44+281,40 e no km 44+301,40 respectivamente, realizadas para desenvolver os estudos geotécnicos do trecho por Azambuja (2001b). Os valores determinados para os materiais estudados e utilizados por Azambuja (2001b) são apresentados no Quadro 14.

Quadro 14: Parâmetros geotécnicos adotados para materiais utilizados em uma contenção em meia encosta (Adaptado, AZAMBUJA, 2001b)

Material	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)
Aterro remanescente	18	28	4
Aterro de pedra detonada	20	60	0
Aterro de basalto decomposto	20	40	2

Considerando as sondagens em locais próximos, o histórico de obras no local, dados bibliográficos e as inspeções no local, é possível afirmar que parte do corpo de aterro é constituído por solo coluvionar (decorrente de intemperismo, erosão, depósitos gravitacionais, entre outros) e aterro em basalto decomposto decorrente da própria obra de implantação da rodovia. Com base nas sondagens realizadas no trecho, e ainda nas existentes em local próximo é possível estimar a composição das seções avaliadas.

Tendo em vista o trecho avaliado topograficamente e a possibilidade de inspeção visual, somada a possibilidade de realização de sondagens, definiu-se como seção típica para o estudo a seção localizada no km 42+620. A caracterização do local foi realizada por meio de inspeção visual do talude e sondagens de simples reconhecimento. De maneira geral, através da inspeção visual é possível perceber que o solo da plataforma adjacente à rodovia apresenta um solo argiloso coluvionar com presença de pedregulhos e blocos de rocha (Figura 36), resultado de ocorrências de instabilidades anteriores e/ou descarte de material de escorregamentos próximos superiores. As sondagens manuais de simples reconhecimento não permitem que sejam atingidas grandes profundidades, pois logo nos primeiros metros encontram-se pedregulhos, blocos de rocha e possíveis matacões. Em alguns pontos foi possível visualizar a saia do aterro da plataforma existente. A saia do talude apresenta bastante vegetação, além de blocos de rocha aparente, conforme Figura 36 e Figura 37. O acesso ao pé do talude é favorecido em alguns pontos por uma estrada vicinal (que dá acesso a uma comunidade). Através destas inspeções é possível perceber que o talude apresenta sinais de instabilidade, seja pela inclinação da vegetação, por desmoronamentos ou por sinais de movimentação de solo próximos à estrada vicinal.



Figura 36: Blocos de rocha e vegetação na saia do talude, no lado esquerdo da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.



Figura 37: Vegetação e blocos de rocha na saia do talude, no lado esquerdo da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.

Na tentativa de descrever o solo foram realizadas três sondagens no km 42+620. Na parte superior do talude, à esquerda da plataforma, existe uma faixa de terra de aproximadamente quatro metros de largura, com presença de solo residual. Os pontos foram definidos como SPT01, SPT02 e SPT03, de modo que dois deles (SPT01 e SPT03) foram realizados na crista

do talude e um deles (SPT02) na base do talude, ambos no lado esquerdo da via. As sondagens foram realizadas nos dias 07 e 08 de janeiro de 2015. Primeiramente foi realizado o furo SPT01 no topo do talude, ao lado esquerdo da rodovia, a 1 metro do bordo da rodovia. A perfuração não atingiu 1 metro de profundidade, de modo que ele foi deslocado 2 vezes num raio de 5 metros de distância longitudinal a via. Novamente a sondagem não atingiu 1 metro, sendo detectada grande presença de pedregulhos e blocos de rocha juntamente com material argiloso, conforme Figura 38. Buscando verificar a base do talude, o segundo ponto, SPT02, foi locado na estrada vicinal, na base do talude. A execução da sondagem atingiu 6,6 metros de profundidade. Conforme identificação visual foi verificada a ocorrência de um material argiloso com presença de areia. Aos 1,80 metros de profundidade foi identificado o nível de água. Após os 3 metros de perfuração houve um aumento de resistência na argila, juntamente com pedregulhos, conforme Figura 39, até se tornar impenetrável aos 6,6 metros de profundidade. Neste ponto não foi possível dar continuidade à sondagem a percussão, uma vez que não foi possível penetrar o trépano, possivelmente devido à presença de matacão ou rocha. O furo SPT02 foi deslocado duas vezes num raio de 5 metros e novamente o mesmo material foi encontrado aproximadamente aos 6 metros de profundidade. Em uma nova tentativa de investigar o solo a partir do topo do talude, o furo SPT03 foi realizado próximo ao limite do final da plataforma existente no lado esquerdo, a um metro antes do término da plataforma. Neste local a penetração foi maior comparada ao SPT 01, mas aos 5 metros, após identificar material argiloso com presença de pedregulhos não foi possível dar continuidade à sondagem, seja por presença de pedregulhos, matações ou dificilmente rocha nesta profundidade. Também, próximo aos três metros percebeu-se um incremento na resistência do solo no ponto SPT03. Não foi identificada a presença de água na execução das sondagens superiores (SPT01 e SPT03). A Figura 40 apresenta os pontos onde foram realizadas as sondagens e inspeção visual. Na Figura 41, Figura 42 e Figura 43 são apresentados respectivamente os boletins de sondagem dos pontos SPT01, SPT02 e SPT03.



Figura 38: Execução da sondagem no ponto SPT01.



Figura 39: Solo argiloso, pedregulhos e blocos de rocha no ponto SPT 02.

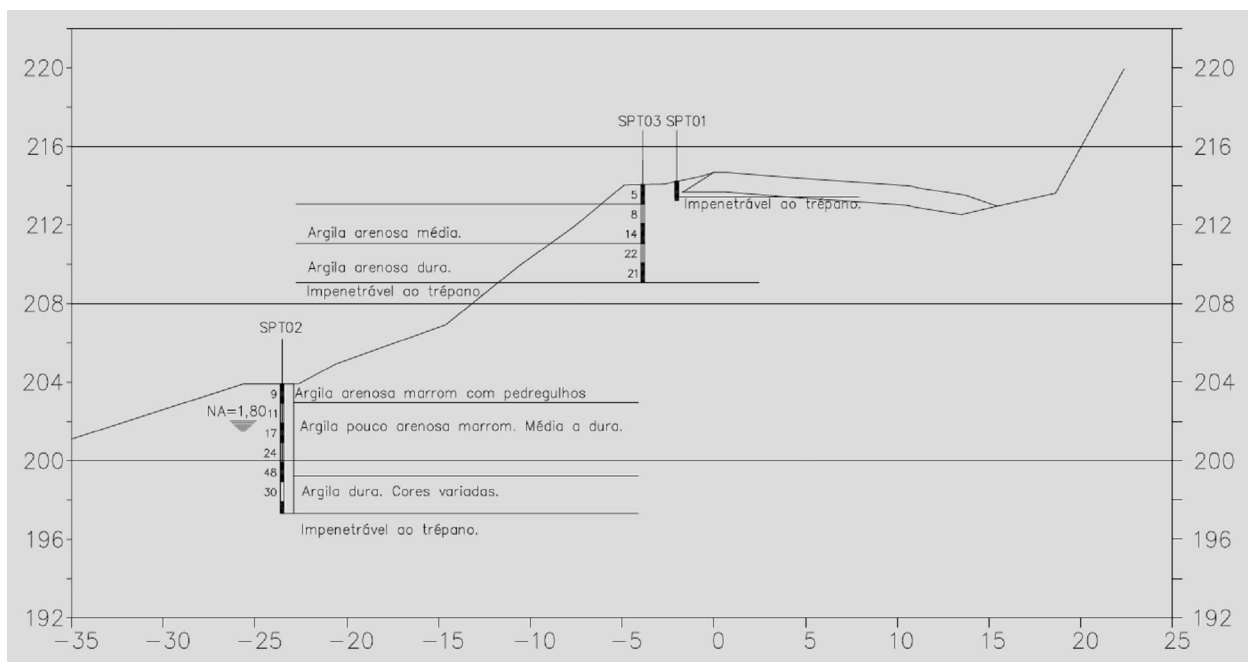


Figura 40: Sondagens SPT01, SPT02 e SPT03 realizadas no km 42+620.


 BOURSCHEID <small>ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A.</small>		RESULTADO DE SONDAAGEM					
		CLIENTE: BOURSCHEID ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A. OBRA: ERS/ 122 - KM 42+620 LOCAL: SÃO VENDELINO - NOVA MILANO/ RS					
PERFIL DE SONDAAGEM Nº SPT-01		COTA (m):		DATA INÍCIO: 07/01/15 TERMINO: 07/01/15			
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY		PESO = 65 Kg AMOSTRADOR Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm) Ø EXT. 2" (50,8 mm) REVESTIMENTO Ø INT. 2 5/8" (67 mm)			
		ALT. DE QUEDA=76 cm					
1º e 2º ----- 2º e 3º -----		PROF. (m) NÍVEL D'ÁGUA COTA EM REL. RN PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA (m)	Classificação do Material (sondagem a percussão)			
1ª e 2ª	2ª e 3ª					0	10
		0			0,00	Camada de Solo Vegetal.	
		1			0,10	Argila Marrom com Pedregulhos. Dura.	
					1,20	Impenetrável ao Trépano de Lavagem a Este Tipo de Sondagem. (Matacão ou Rocha): 1,20 m.	

Figura 41: Boletim de sondagem SPT01, km 42+620, à esquerda da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.

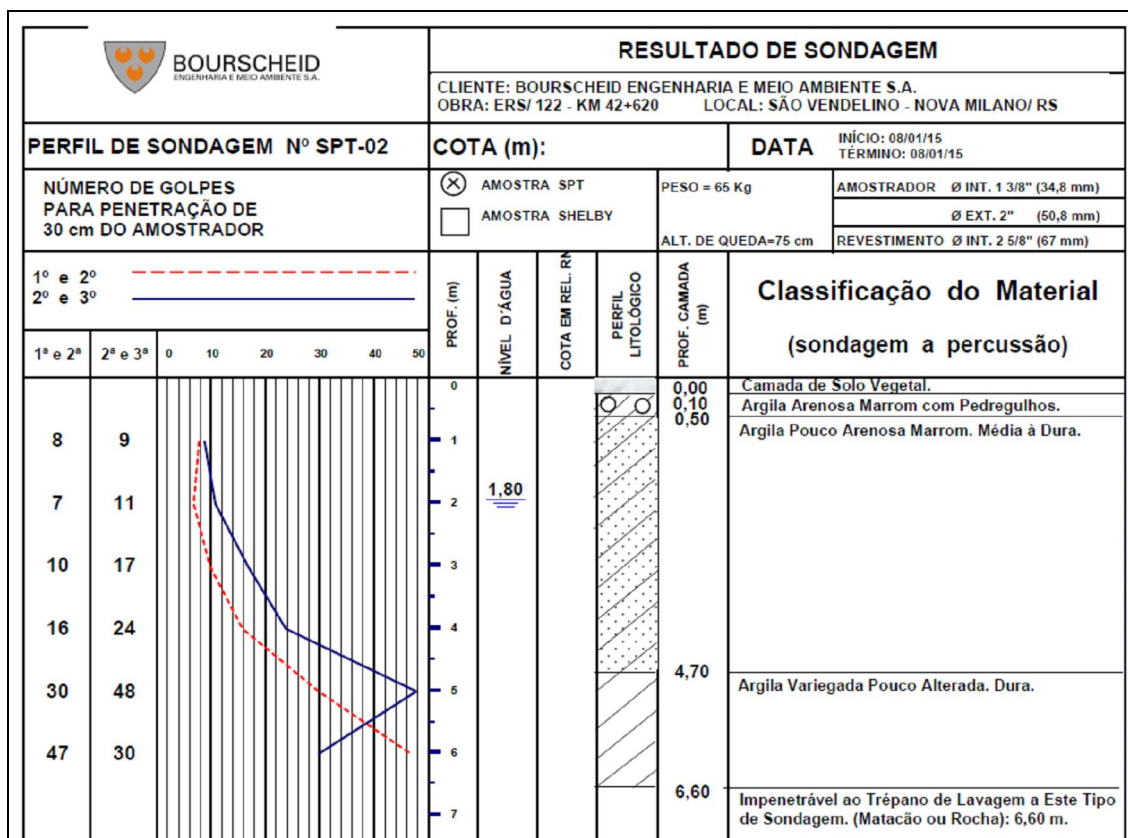


Figura 42: Boletim de sondagem SPT02, km 42+620, estrada vicinal à esquerda da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.

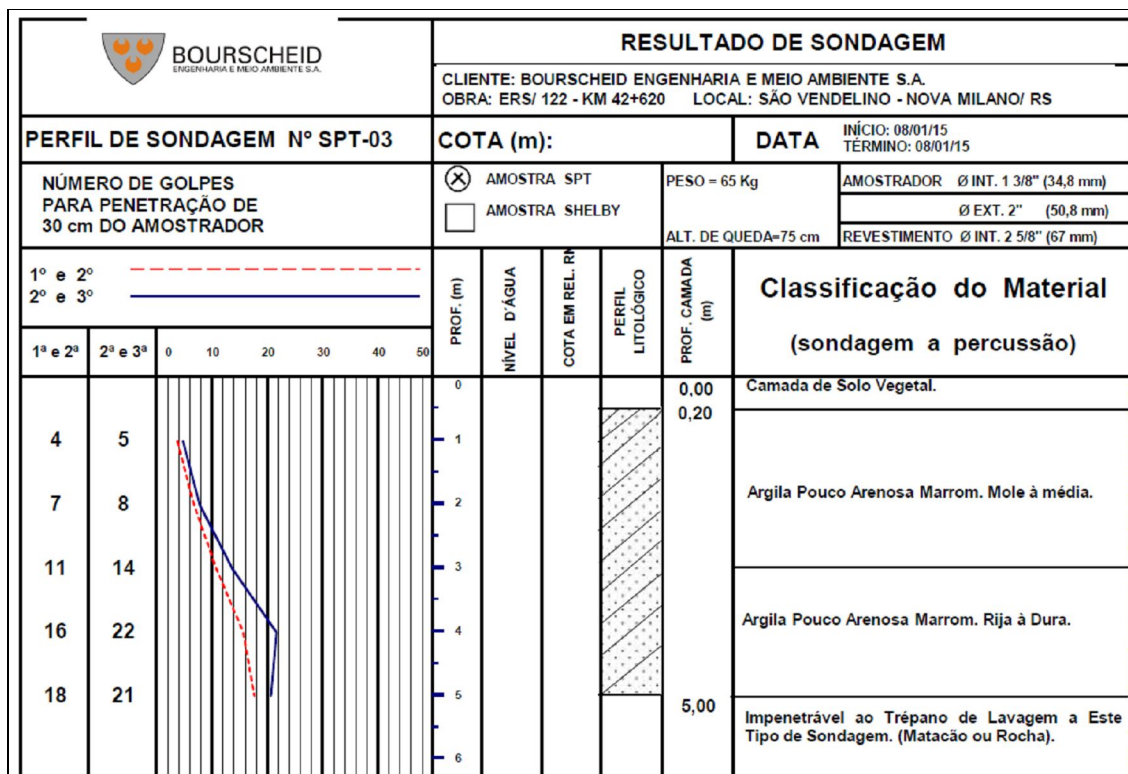


Figura 43: Boletim de sondagem SPT03, km 42+620, à esquerda da rodovia no sentido São Vendelino – Nova Milano.

Sabe-se da necessidade de realizar sondagens mistas para caracterização mais apurada das camadas do talude. Como não foi possível realizar estas até o momento, buscou-se criar um perfil geotécnico representativo para a seção localizada após o acesso da estrada vicinal. Desse modo considerou-se as informações provenientes das sondagens realizadas neste estudo e de estudos anteriores, além da inspeção em campo. As sondagens atuais mostram a presença de um solo basicamente coluvionar nas primeiras camadas de solo, atingindo até 6,6 metros de profundidade, de modo que após os 3 metros percebe-se um aumento da resistência do solo. O solo mais superficial apresenta-se mais solto e com presença de pedregulhos e blocos de rocha aparente. O lençol freático foi percebido na sondagem realizada na estrada vicinal, sendo detectado aos 1,8 metros de profundidade. As sondagens mistas de projetos anteriores citados apresentam solos coluvionares com camadas de 3 a até 15 metros de espessura. Com estas informações considerou-se que o ponto SPT01 atingiu parte da camada reforçada do subleito, enquanto que o ponto SPT 03 atingiu o aterro remanescente e sua camada inferior

mais consolidada, tratada como aterro inferior. Referente ao ponto SPT 02, considerou-se também a existência das camadas de aterro remanescente e inferior até a profundidade sondada, e estimou-se que logo abaixo existe um substrato mais resistente que nesse caso foi dado como rocha. Essas informações servirão de base para determinar as regiões da seção representativa.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Segundo a especificação de serviço do DNIT 108/2009-ES, em regiões onde houver ocorrência predominante de materiais rochosos, admite-se a execução de corpo de aterro com estes mesmos materiais. A rocha deve ser depositada em camadas, cuja espessura não deve ultrapassar 0,75 m. Nos últimos dois metros a espessura máxima deve ser de 0,30 m de espessura. A conformação das camadas deve ser executada mecanicamente, devendo o material ser espalhado com equipamento apropriado e devidamente compactado por meio de rolos vibratórios. O tamanho admitido para maior dimensão da pedra deve ser de $2/3$ da espessura da camada compactada. Ainda, conforme DAER-ES-T 05/91 os aterros em rocha também devem ser realizados em camadas sucessivas de no máximo 0,75 m, com dimensão máxima da pedra utilizada igual a 0,60 m. A especificação técnica descreve que nos últimos 0,90 metros de aterro, as camadas devem apresentar espessura máxima de 0,30 m, e não poderá conter pedras com dimensões maiores que 0,20 m. A ideia inicial da composição de aterros se dá pela utilização de pedra detonada conforme especificações citadas no parágrafo anterior e pneus triturados para diminuir o peso específico e consequentes esforços. Assim pretende-se avaliar a utilização desses dois materiais dispostos em camadas sucessivas de mesma espessura inicial.

Devido as suas grandes dimensões, esses materiais não poderiam ser ensaiados com a utilização de equipamentos usuais existentes no laboratório, de modo que buscou-se trabalhar com materiais de dimensões reduzidas. No que se refere aos ensaios triaxiais com decalagem de graduação (escala reduzida), Lowe (1964) apud Klinevicius (2011) propôs que para um conjunto de esferas perfeitas, independentemente do tamanho delas, tanto as tensões de contato como o índice de vazios de uma amostra inicial poderiam ser representados por uma amostra de menor dimensão. Ou seja, as esferas de menores tamanhos poderiam ser utilizadas para o estudo do comportamento mecânico de um conjunto de esferas maiores, se as demais propriedades dos materiais fossem mantidas constantes. O modelo de decalagem de graduação sugere, então, que é possível testar o comportamento mecânico de materiais granulares em escala reduzida. Para que isso seja possível é necessária que a curva granulométrica do material reduzido seja paralela à curva original, e que os materiais

utilizados tenham as mesmas características como composição, origem e forma. Conforme estudos realizados por Indraratna et al. (1998) resultados em escalas reduzidas não são confiáveis. Segundo Klinevicius (2011), agregados britados com diferentes tamanhos podem apresentar quantidades diferentes de vazios na microestrutura do material, característico de materiais cerâmicos. Sendo assim não há um consenso da segurança na utilização de modelos reduzidos, de modo que os ensaios serão realizados e comparados com valores presentes na literatura para materiais semelhantes, mas cabe salientar que o foco é avaliar a influência das camadas compostas por pedaços de pneus quando comparadas com amostras contendo somente material britado.

Referente ao diâmetro das partículas analisadas, buscou-se estabelecer dimensões máximas que não ultrapassassem o indicado para ensaios de resiliência em materiais britados. Considerando o limite do diâmetro da amostra em relação do corpo de prova apresentado em DNIT 134/2010 – ME, fica definido como diâmetro máximo previsto para o agregado será de 19,10 mm, respeitando a relação de diâmetro máximo para diâmetro do corpo de prova 1:5, para amostra de 100 mm x 200 mm. Essas dimensões foram utilizadas para a realização de todos os ensaios.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais e ensaio de compressão unidimensional. Inicialmente foram definidas tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa para os ensaios triaxiais e entre 10 e 200 kPa para os ensaios de cisalhamento direto. No caso dos ensaios de compressão atingiu-se tensões altas em um primeiro momento, enquanto que para os ensaios de carregamento e descarregamento as tensões ficaram dentro do intervalo de 0 a 300 kPa.

4.1 MATERIAIS UTILIZADOS

O material na granulometria necessária para a realização do ensaio não tem origem exatamente no trecho analisado. Buscando materiais de características semelhantes pesquisou-se algumas pedreiras próximas e foi possível coletar material em uma pedreira em operação no município de Garibaldi/RS. O material britado utilizado na análise possui origem na Pedreira Simonaggio em Garibaldi, e sua classificação petrográfica indica uma rocha ácida proveniente de derrames basálticos da Formação da Serra Geral, riódacito, de coloração cinza com pontuações esbranquiçadas, textura afanítica, com fraturas artificiais, bordos e arestas não cortantes, rocha maciça, sã.

A análise granulométrica do material de origem rochosa foi realizada conforme ABNT NBR 7181. No Quadro 15 e na Figura 44 são apresentadas a distribuição e curva granulométrica do material respectivamente. O material foi selecionado com o objetivo de obter agregado miúdo, conforme menor granulometria presente no local. A curva granulometria do material apresenta diâmetro máximo passante na peneira 3/4. Uma pequena parcela fica retida na peneira 3/8 (0,89%), de modo que a maior parte se encontra retida na peneira 4 (79,15%). A Figura 45 apresenta o material britado retido na peneira 4. Uma parte menor, mas também representativa está retida na peneira 10 (18,08%) e o restante (1,88%) passa na peneira 10.

Quadro 15: Quadro de distribuição granulométrica

Peneiras (n°)	Abertura (mm)	passante(g)	retida (g)	%passante	%retida
1	25,40	5400	0	100,00%	0,00%
3/4 "	19,10	5400	0	100,00%	0,00%
3/8 "	9,52	5352	48	99,11%	0,89%
4	4,76	1077,7	4274,3	19,96%	79,15%
10	2,00	101,3	976,4	1,88%	18,08%
20	0,85	50,5	50,8	0,94%	0,94%
40	0,43	38,1	12,4	0,71%	0,23%
60	0,25	33,5	4,6	0,62%	0,09%
fundo	-	-	33,5	-	0,62%

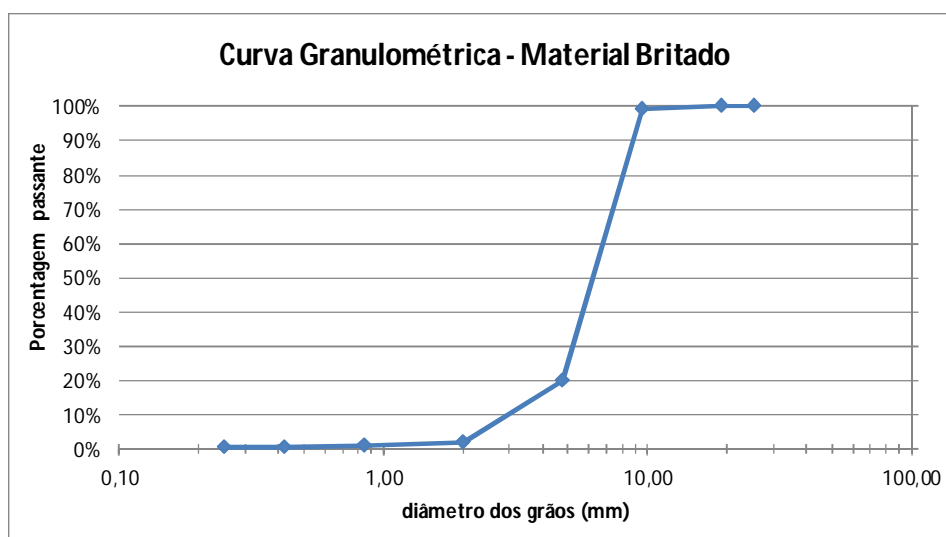


Figura 44: Curva granulométrica do material britado



Figura 45: Material britado retido na peneira nº 4.

Os pneus triturados foram obtidos a partir de pneus descartados e triturados pela CBL recicladora de pneus (<http://cblreciclagem.com.br>). Os pneus são triturados diretamente sem a separação das partes constituintes de sua formação. Os pneus triturados possuem tamanho variando de 2,5 a 10,5 cm. Esse material geralmente é empregado para ser utilizado como combustível por diferentes indústrias visto seu potencial calorífico. Considerando a necessidade de diminuir o diâmetro das amostras de pneus obtidas na recicladora CBL, os pneus foram novamente triturados de forma manual. Assim, foram consideradas apenas amostras compostas por borracha e nylon, possibilitando que estas fossem reduzidas para realização de ensaios de caracterização. O corte das amostras foi realizado em etapas buscando reduzir as amostras sem controle de forma, apenas tendo com diretriz originar partículas menores que 10 mm. Após o corte manual, o material foi peneirado de modo que apenas o material passante 100% na peneira 3/8" fosse utilizado, de maneira que o tamanho máximo fosse menor ou igual em sua maioria ao tamanho máximo do material britado. A Figura 46 representa parte das amostras de pneus picados retido na peneira 3/8" e que foram desprezadas para realização dos ensaios.



Figura 46: Peneira 3/8" com pedaços de pneus picados retidos.

4.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto foi utilizado o equipamento da marca Wille Geotechnick, conforme Figura 47. A amostra a ser analisada é inserida numa caixa de cisalhamento bipartida de dimensões internas de 10 cm x 10 cm x 3,45 cm, onde será aplicada a tensão desejada na face superior. Durante o cisalhamento, o deslocamento horizontal de uma das partes da caixa em relação à outra, é induzido por um motor com velocidade constante determinada conforme o tipo de material. Durante essa ação é medido a força cisalhante aplicada ao corpo de prova, o deslocamento horizontal entre as partes superior e inferior da caixa de cisalhamento e o deslocamento vertical do corpo de prova durante o ensaio. As leituras das deformações foram realizadas através de deflectômetros e a força cisalhante foi medida com um anel dinamométrico.



Figura 47: Equipamento utilizado para realização de ensaios de cisalhamento direto.

Para o ensaio de cisalhamento direto, as amostras foram moldadas com material britado passante na peneira 3/4". Foram moldados quatro corpos de prova. Em todas as amostras as dimensões consideradas são de 10 cm x 10 cm x 3,45 cm (lxlxh). As partículas das amostras foram inseridas no compartimento sem compactação controlada, de modo que apenas foi feita uma acomodação do material. Uma vez determinada a massa da amostra inserida no amostrador para o primeiro ensaio, a mesma quantidade foi inserida para todos os ensaios. No caso das amostras de pedaços de pneus, o mesmo procedimento foi seguido, mas neste caso considerando apenas amostras passantes na peneira 3/8". Também houve uma montagem considerando que na metade inferior da caixa de cisalhamento fosse inserido material britado e na parte restante superior fosse completado com amostra de pedaços de pneus. Todos os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos na velocidade de 0,5 mm/min. Os ensaios foram realizados sem presença de água.

Primeiramente, o ensaio composto apenas por material britado foi realizado para diferentes tensões de confinamento 10, 20, 50 e 100 kPa. O peso específico aparente úmido foi de 13,7 kN/m³ com variação de + ou - 0,5 e umidade aproximada de 2,45%. Após foram realizados ensaios somente para amostras de pneus picados, com tensões confinantes de 50, 100 e 150 kPa. O peso específico aparente úmido dos pedaços de pneu foi de 6,40 kN/m³. Na Figura 48 e Figura 49 são apresentados os corpos de prova somente com material britado e somente com pedaços de pneus respectivamente, antes de serem inseridos no equipamento de cisalhamento.

As amostras contendo os dois materiais tiveram um volume um pouco maior de pedaços de pneu, de modo que a parte cisalhante da caixa de ensaio aplicasse a força na parte mais frágil, os pedaços de pneu, mas que tivesse influência do contato com o material britado. A densidade dessa mistura foi de 9,61 kN/m³, a umidade do material britado foi de 2,40%. Não houve determinação da umidade dos pedaços de borracha.



Figura 48: Corpo de prova com material britado.



Figura 49: Corpo de prova com pedaços de pneus.

4.3 ENSAIO TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais tem como principal objetivo determinar a resistência ao cisalhamento dos materiais. A resistência ao cisalhamento é a tensão atuante no plano de ruptura, no instante de ruptura quando o corpo de prova é submetido a uma trajetória de tensões iniciando por compressão isotrópica, até a tensão de confinamento desejada, seguida pela aplicação de uma tensão desvio até a ruptura por cisalhamento. Considerando ensaios realizados por Malysz (2004), apenas o esforço da compactação não é suficiente para garantir a integridade do corpo de prova com material britado durante a desmoldagem e o transporte até a câmara triaxial. Assim, fizeram-se necessárias adaptações na base e das paredes do corpo de prova. Para materiais granulares, o ensaio triaxial é normalmente utilizado para ensaios de carregamento repetido, com o intuito de avaliar materiais usados na base e sub-base de pavimentos. Neste caso o ensaio será utilizado de maneira estática para determinar os parâmetros de ângulo de atrito efetivo e intercepto de coesão efetivo (visto que a drenagem é permitida). As tensões confinantes foram aplicadas com ar comprimido e reguladas a partir de um manômetro AYO com capacidade de 400 kPa e resolução de 10 kPa. As tensões desvio foram aplicadas com uma prensa Wykehan Farrance Eng. LTD. com capacidade de 50 kN, e medidas com um anel dinamométrico com capacidade de 15 kN e sensibilidade em torno de 20 N. A velocidade de operação do equipamento utilizada para os ensaios foi de 5 mm/min.

A moldagem de corpos de prova para realização dos ensaios triaxiais foi realizada de duas maneiras diferentes. Primeiramente foram moldados corpos de prova utilizando apenas o material britado, seguidos de corpos de prova com multicamadas compostos por pneu picado e material britado. Os ensaios foram realizados baseados nas diretrizes da Norma DNIT 134/2010-ME, considerando um corpo de prova de dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, respeitando a relação limite entre diâmetro da maior partícula e diâmetro do corpo de prova de 1:5. Foram utilizadas apenas amostras 100% passante na peneira 3/4" no caso do material britado, e 100% passante na peneira 3/8" para os pneus picados.

Para a moldagem de cada corpo de prova foram utilizados: um molde tripartido, 2 membranas de látex, dois discos perfurados, além de balanças, bandejas, espátulas e outros equipamentos de laboratório. O molde cilíndrico tripartido possui dimensões para corpos de prova de 100 mm x 200 mm. Tanto o material britado, como os pneus picados utilizados para a moldagem dos corpos de prova não apresentam coesão suficiente para que possam ser transportados para a câmara triaxial. Para possibilitar que o material fosse ensaiado foram introduzidas membranas de látex e dois discos perfurados nas extremidades da amostra. A drenagem foi permitida em todas as fases do ensaio.

Desta forma foram previstos dois diferentes corpos de prova: somente com material britado e multicamadas compostas por material britado e pneu picado. Os corpos de prova serão montados conforme Figura 50.

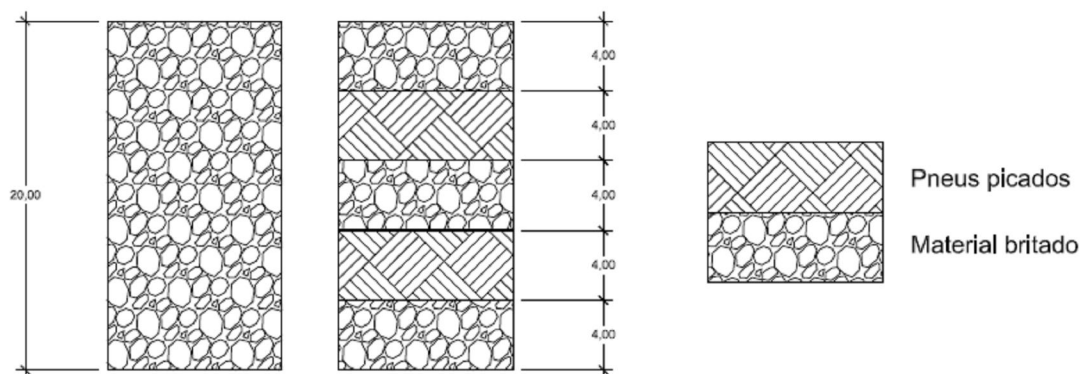


Figura 50: Esquema de montagem dos corpos de prova para o ensaio triaxial.

Primeiramente foram moldados corpos de prova apenas com material britado. Esses corpos de prova foram compactados levemente úmidos, com valores de aproximadamente 3,10%. O molde tripartido foi montado juntamente com uma membrana de látex na parte interna para sustentação da amostra antes da aplicação da tensão de confinamento. Não foi realizada compactação controlada, a fim de que o material foi apenas acomodado. O material foi inserido em cinco camadas de 4 cm, de modo que através da determinação da massa da primeira amostra, definiu-se a massa aproximada de solo que deveria ser inserida em cada camada, proporcionando um controle na densidade e quantidade de material em cada camada o corpo de prova. Após preenchido o corpo de prova, o molde foi inserido na prensa do equipamento de compressão triaxial e desmontado na própria célula. Uma vez concluída a desmontagem foi adicionada mais uma membrana para proteger o corpo de prova, visto que a presença do material britado pode provocar danos à primeira membrana. A Figura 51 apresenta a membrana utilizada na montagem do corpo de prova e a segunda membrana inserida após o corpo de prova ser colocado no equipamento, antes da aplicação da tensão confinante.



Figura 51: Membrana inserida antes da moldagem do corpo de prova (à esquerda) e após a desmontagem do molde no equipamento para realização do ensaio (à direita).

Para os corpos de prova com pedaços de pneu picado e material britado, a montagem do corpo de prova foi realizada de maneira semelhante. Primeiramente preencheu-se um corpo de prova

somente com pedaços de pneus. Após finalizar a amostra, foi possível determinar a massa aproximada de pedaços de pneu para cada camada de 4 cm. Deste modo, considerando a massa pré-determinada de material para cada camada de 4 cm, foram adicionadas as quantidades de material, iniciando pelo material britado e seguindo por pedaços de pneu, material britado, pedaços de pneu e material britado, completando assim as cinco camadas do molde da amostra.

Na preparação geral das amostras, houve uma pequena variação no peso total das amostras. Mesmo que fossem definidas as massas em cada camada, ao finalizar amostra, algum ajuste fez-se necessário. Essas variações são indicadas nos resultados.

4.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA UNIDIMENSIONAL

O ensaio de compressão simples unidirecional foi realizado numa prensa mecânica, composta por um anel dinamométrico com capacidade de 50 kN. Foi utilizado um cilindro metálico de dimensões de 12,73 cm de altura e diâmetro interno de 10 cm. A realização do ensaio é manual e é executada de maneira rápida para materiais drenantes. Para a realização dos ensaios, foram moldados três diferentes corpos de prova para avaliar a influência do pneu na compressão do solo. As alturas foram determinadas pelo preenchimento das amostras no molde, e foi utilizado um disco metálico de dimensões levemente menores que o diâmetro interno do cilindro de modo a manter regular a distribuição superficial do material ensaiado. Na Figura 52 são apresentados os três modelos de corpo de prova que foram avaliados quanto à compressão. A amostra contendo apenas uma camada de pneu picado e duas camadas de material britado na extremidade foi nomeada como estrutura sanduíche, quanto que a amostra contendo cinco camadas, sendo duas de pneu picado e três de material britado intercalados entre si foi denominada de multicamadas. A terceira amostra foi ensaiada apenas com material proveniente de pneu picado. Na Figura 53 é apresentado o equipamento utilizado no ensaio juntamente com o molde contendo o material ensaiado.

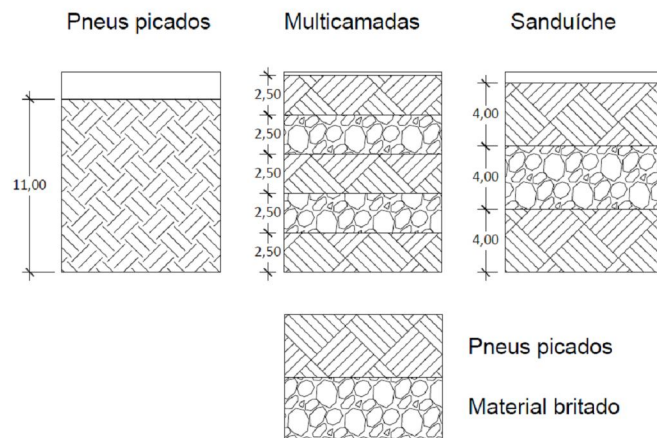


Figura 52: Corpos de prova para o ensaio de compressão confinada.



Figura 53: Equipamento utilizado no ensaio de compressão confinada.

Primeiramente foram realizados ensaios até atingirem tensões bastante altas para avaliar as deformações máximas. Após foram realizados novos ensaios até atingir tensões próximas de 300 kPa e descarregados até tensões nulas para definir as deformações plásticas. Nesse

momento a carga foi novamente aplicada até atingir tensões próximas à máxima do primeiro carregamento. As amostras foram moldadas nas mesmas condições iniciais utilizadas para as altas tensões.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e de compressão confinada unidimensional, para determinação de parâmetros de resistência e o comportamento ao carregamento do material. Nos ensaios de cisalhamento direto foram determinados os parâmetros de resistência ao cisalhamento para corpos de prova de material britado, material britado misturado a pedaços de pneus e também para amostras somente com pneus. No caso do ensaio triaxial foram avaliados os parâmetros apenas para o material britado e este misturado aos pedaços de pneus em multicamadas. Por último, nos ensaios de compressão foram avaliados parâmetros para as amostras de pedaços de pneus e estes misturados ao material britado. Para as análises foram utilizados os dados provenientes da revisão bibliográfica e caracterização da área, onde foram apresentados vários parâmetros geotécnicos atribuídos à solos da região de estudo, aos comportamentos dos pedaços de pneus e mistura destes com solos. Para os ensaios de laboratório buscou-se parâmetros de resistência de pico para condições específicas visto que o aterro deverá ser construído.

5.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Foram realizados ensaios de cisalhamento para três diferentes corpos de prova, somente material britado, somente pedaços de pneus e uma mistura de ambos. Não foram utilizadas as mesmas tensões de confinamento para todos, visto a capacidade do equipamento em decorrência do tipo de material. Os ensaios foram realizados no aparelho de cisalhamento direto considerando uma velocidade de 0,5 mm/min e um deslocamento máximo de 7 mm.

5.1.1 Amostras com material britado

As amostras contendo somente material britado foram ensaiadas para tensões normais de 10, 20, 50 e 100 kPa. Os índices físicos obtidos antes do ensaio (logo após a moldagem) são apresentados no Quadro 16. Foram analisadas a relação da tensão cisalhante em relação ao deslocamento horizontal, conforme Figura 54 e o deslocamento horizontal em relação ao

deslocamento vertical apresentado na Figura 55. Na Figura 56 foi traçada a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico do material britado. Uma vez que as amostras foram inseridas não compactadas, após a aplicação a carga da tensão confinante houvera um deslocamento vertical de assentamento dos materiais. Esse deslocamento foi de até 0,17 mm para 10 kPa, 0,19 mm para 20 kPa, 0,27 mm para 50 kPa e 0,33 mm para 100 kPa de tensão confinante. Considerando esse deslocamento tem-se diferentes índices do solo, que no caso do material britado são pequenas alterações, apresentadas no Quadro 17.

Quadro 16: Índices físicos da amostra do material britado moldado para os ensaios de cisalhamento direto

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)			
	10	20	50	100
Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	13,37	13,38	13,38	13,38
Umidade (%)	2,45	2,45	2,45	2,45

Quadro 17: Índices físicos da amostra do material britado moldado para os ensaios de cisalhamento direto após assentamento.

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)			
	10	20	50	100
Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	13,44	13,45	13,49	13,51
Umidade (%)	2,45	2,45	2,45	2,45
Compressão (%)	5,07	5,67	8,05	9,85

Através dos resultados apresentados no Quadro 16 e Quadro 17 é possível verificar que houve pouca alteração nos índices de solo avaliados após a aplicação da tensão confinante, de modo que os parâmetros de resistência são pouco afetados.

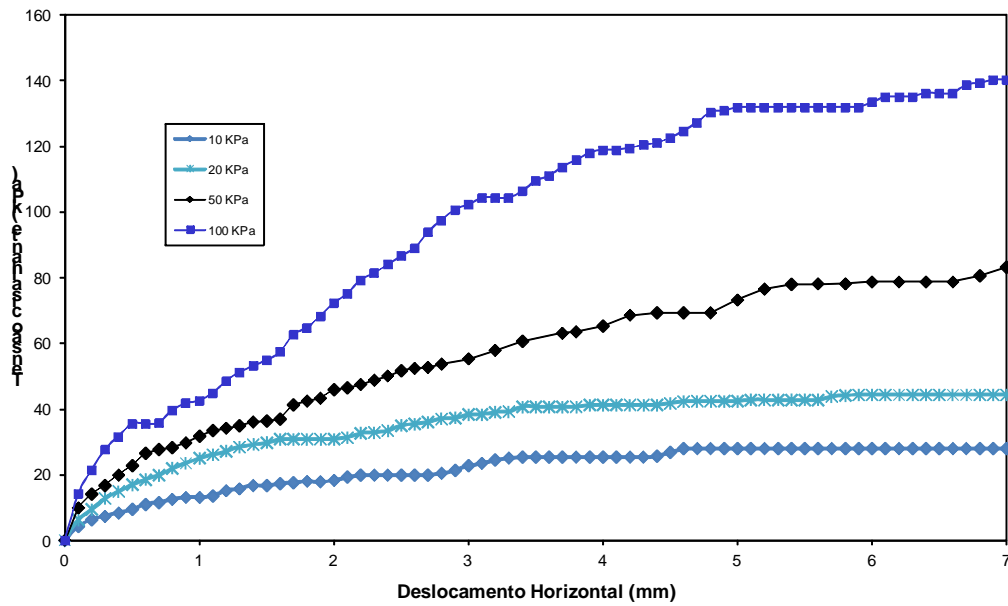


Figura 54: Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o material britado.

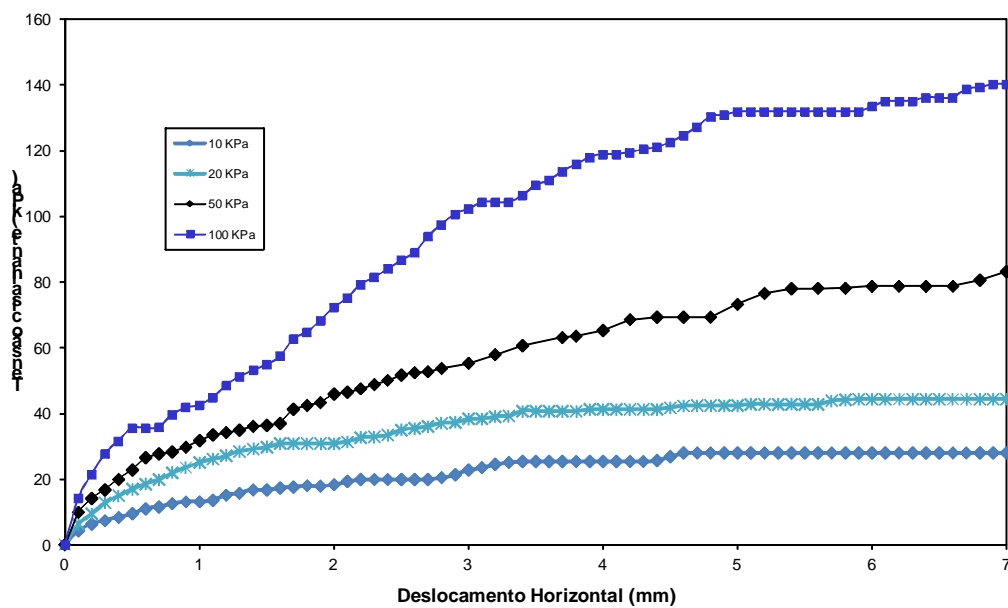


Figura 55: Deslocamento vertical x deslocamento horizontal para o material britado.

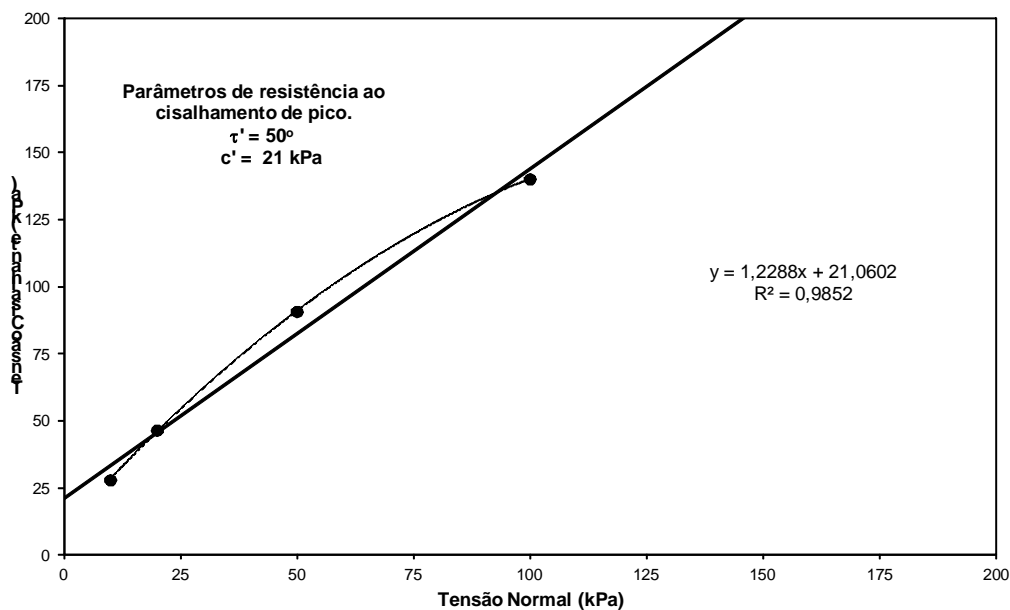


Figura 56: Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico para o material britado.

Durante a execução do ensaio foi possível perceber o ruído da acomodação das partículas. Ocorre um aumento rápido da tensão cisalhante com as deformações até atingir o pico não tão evidenciado. Após esse pico há uma redução da tensão com tendência a estabilizar, especialmente para tensões baixas de 10 e 20 kPa. No que se refere a variação de volume do material, há uma diminuição inicial, mas muito antes de atingir o pico há um incremento no volume do material. O ensaio de cisalhamento direto não é usual para o material britado, mas os valores obtidos estão próximos dos valores esperados. Comparando com um material usual, as areias, o comportamento é semelhante ao das areias compactas, além de apresentar a envoltória curva, típica de materiais granulares.

5.1.2 Amostras com pneus picados

As amostras contendo somente pneus picados foram ensaiadas para tensões normais de 50, 100 e 150 kPa. O peso específico úmido/seco aparente foi de 6,4 kN/m³. A umidade não foi determinada, de modo que o material foi considerado seco. Para as amostras de pneus, também houve um assentamento vertical, mais perceptível neste caso, de 5,24 mm para 50 kPa, de 6,81 mm para 100 kPa e 8 mm para 150 kPa de tensão de confinamento, esta influência nos índices físicos é apresentada no Quadro 18. Foram medidos a relação da tensão

cisalhante em relação ao deslocamento horizontal conforme Figura 57 e o deslocamento horizontal em relação ao deslocamento vertical, apresentado na Figura 58. Na Figura 59 foi traçada a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico dos pneus picados para determinação dos parâmetros.

Quadro 18: Índices físicos para os pneus picados nos ensaios de cisalhamento direto considerando assentamento.

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)		
	50	100	150
Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	7,58	8,03	8,40
Compressão (%)	16	20	24

Analisando estes valores do Quadro 18 é perceptível que a compressão da amostra através da aplicação da tensão normal tem maior influência os parâmetros de resistência ao cisalhamento para as tensões avaliadas. Certamente o incremento de tensão, que diminui o índice de vazios e aumenta o peso específico, acarreta em um ângulo de atrito efetivo maior, bem como sua coesão.

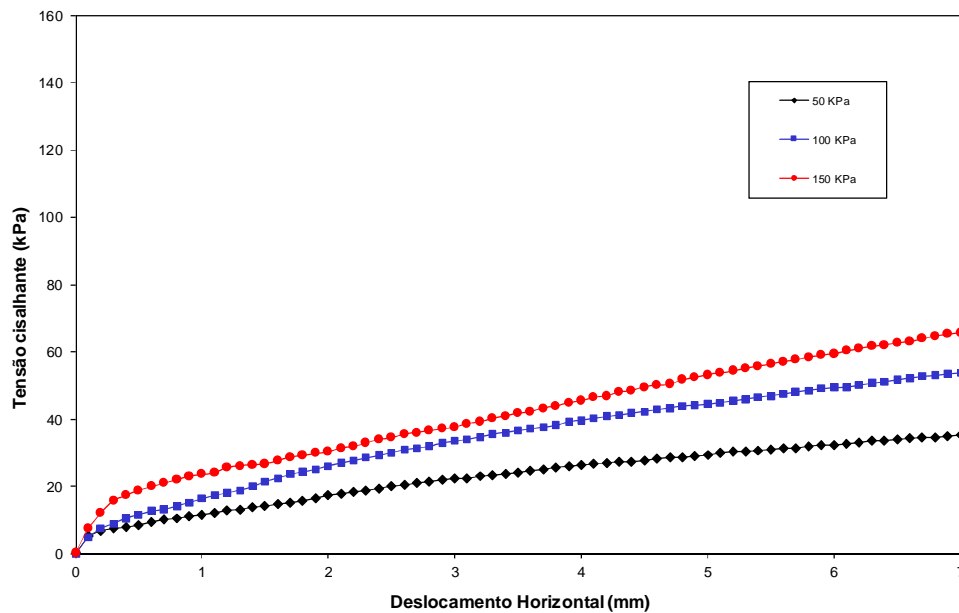


Figura 57: Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para pedaços de pneus.

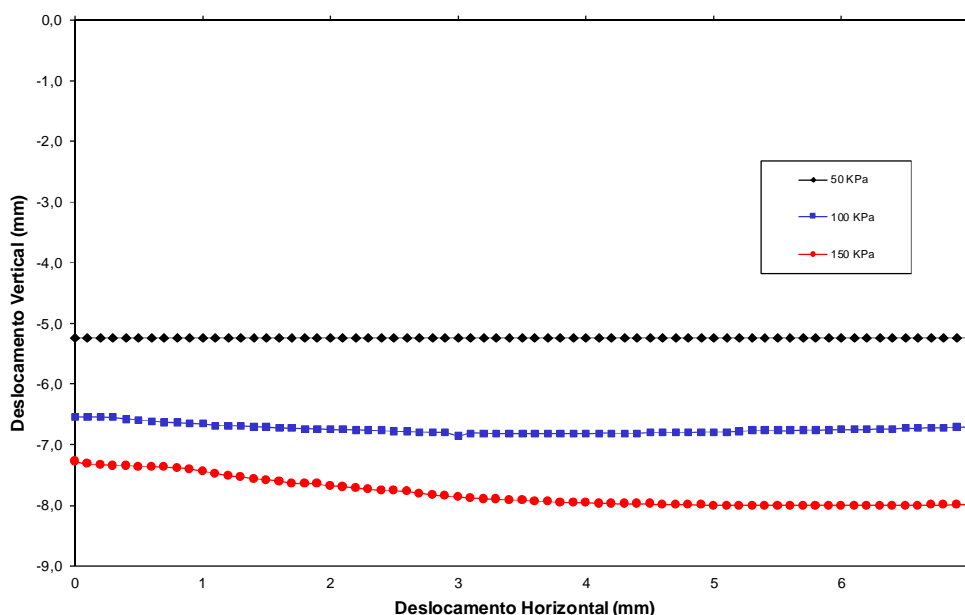


Figura 58: Deslocamento vertical x deslocamento horizontal para pedaços de pneus.

Analisando os resultados, é possível perceber que a um aumento lento da tensão cisalhante com as deformações, com um comportamento inicial próximo de areias fofas, mas logo após as primeiras deformações esse aumento da tensão é predominantemente linear, esperado para materiais elásticos. O comportamento para as tensões confinantes avaliadas é semelhante. Também aguardado para o material mais maleável, logo na aplicação da tensão normal o material sofre uma visível redução do volume, e após essa redução inicial não ocorrem valores muito expressivos de redução do volume tendendo a uma estabilização para as tensões analisadas. Somente na aplicação da tensão confinante de 100 kPa foi percebido uma dilatação sensível próximo a valores de tensão cisalhante de 45 kPa, mas o valor inicial de deformação não foi atingindo para as tensões avaliadas. O ensaio de cisalhamento direto não é usual para pedaços de pneus picados, mas os valores obtidos estão próximos dos valores apresentados por outros autores citados na revisão bibliográfica.

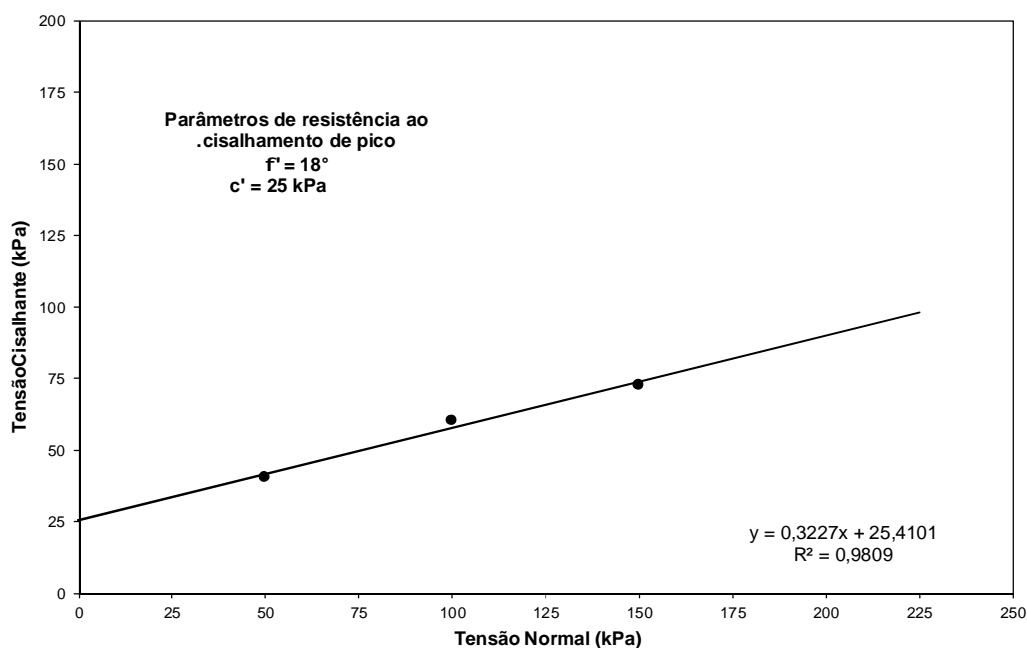


Figura 59: Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico para pedaços de pneus.

5.1.3 Amostras com material britado e pneus picados

As amostras contendo pneus picados e material britado foram ensaiadas para tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa, e seus índices físicos são apresentados no Quadro 19. Para as amostras de pneus picados e material britado também houvera um assentamento vertical, de 4,15 mm para 50 kPa, de 5,16 mm para 100 kPa e 7,6 mm para 200 kPa de tensão de confinamento, esta influência nos índices físicos é apresentada no Quadro 20. Foram medidos a relação da tensão cisalhante em relação ao deslocamento horizontal conforme Figura 60 e o deslocamento horizontal em relação ao deslocamento vertical, apresentado na Figura 61. Na Figura 59 foi traçada a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico do material britado misturado a pneus picados para determinação dos parâmetros geotécnicos.

Quadro 19: Índices físicos dos pedaços de pneus sob o material britado nos ensaios de cisalhamento direto

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)		
	50	100	200
Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	9,61	9,61	9,61
Umidade (%)	2,45	2,45	2,45

Quadro 20: Índices físicos dos pedaços de pneus sobre o material britado nos ensaios de cisalhamento direto considerando assentamento.

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)		
	50	100	200
Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	10,97	11,36	12,43
Umidade (%)	2,45	2,45	2,45
Compressão (%)	12	15	23

Novamente, a presença de pedaços de pneu provoca uma mudança significativa nos índices físicos das amostras após aplicação da tensão confinante. O comportamento das amostras de pneus picados é influenciado pelo confinamento para as tensões avaliadas.

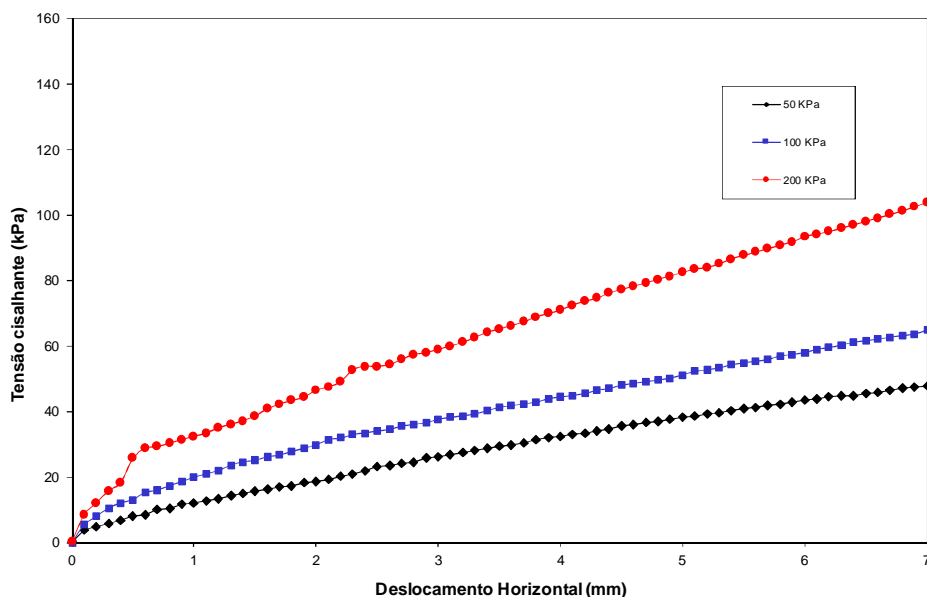


Figura 60: Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para pedaços de pneus sobre o material britado.

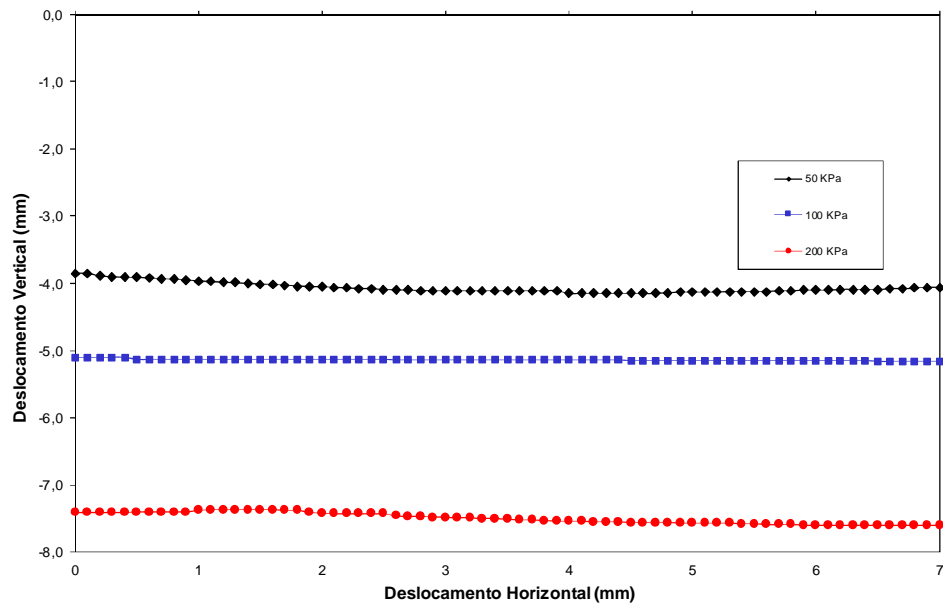


Figura 61: Deslocamento vertical x deslocamento horizontal para pedações de pneus sobre o material britado

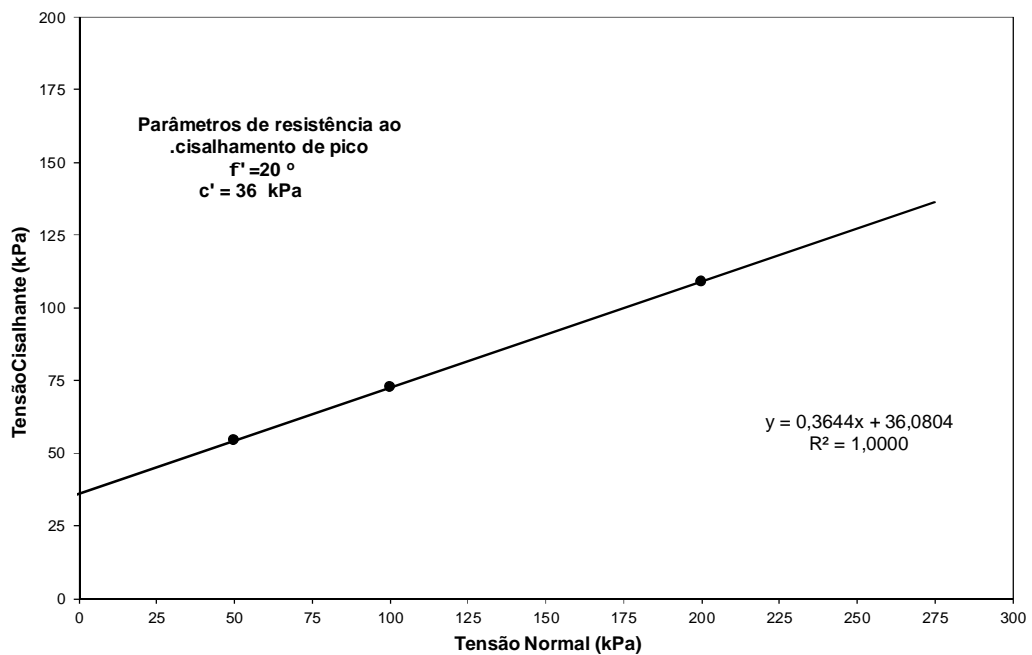


Figura 62: Envoltória de resistência ao cisalhamento para pedações de pneus sobre o material britado.

Esse ensaio foi realizado para avaliar a superfície de contato entre as amostras de pneus picados e material britado. Para as tensões aplicadas, e considerando que a parte superior da amostra é composta totalmente de pneus picados, observa-se que o comportamento é semelhante às amostras de somente pneus picados. A influência do material britado é percebida analisando as deformações em relação aos valores apresentados com a utilização somente de pneus picados, de modo que a tensão cisalhante é levemente maior, mas o comportamento é de um material dúctil em decorrência da presença dos pneus picados, não sendo possível visualizar um pico no comportamento. No que se refere à variação de volume do material, há uma diminuição do volume inicialmente, e um comportamento constante após a aplicação da tensão normal.

5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS CONVENCIONAIS

Foram realizados ensaios triaxiais para dois diferentes tipos de corpos de prova, somente material britado e de mistura de pneus picados junto ao material britado. Foram aplicadas tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa para os corpos de prova moldados. Todos os ensaios foram aplicados com uma velocidade de aplicação de carga de 5 mm/min e a drenagem foi permitida tanto na fase de adensamento como na fase de cisalhamento. Foram obtidos parâmetros de ângulo de atrito interno efetivo e intercepto de coesão efetivo, visto que a drenagem foi permitida.

Para o corpo de prova construído somente com material britado, as deformações em decorrência da aplicação da tensão confinante foram imperceptíveis e desprezadas. Os parâmetros do solo são apresentados no Quadro 21. O material foi assentado manualmente sem controle de compactação.

Para as amostras construídas por 3 camadas de material britado e duas camadas de pneus picados, inicialmente inseridos em camadas de mesmo volume (altura de 4 cm). Os índices físicos são apresentados no Quadro 22. Neste caso, o assentamento da amostra após a aplicação da tensão confinante é perceptível e foi identificado, com diminuição da amostra proporcional ao aumento da tensão confinante de 3,4; 5,48 e 8,48 mm com aplicação de 50, 100 e 200 kPa respectivamente, de modo que os novos índices físicos são apresentados no

Quadro 23. Na Figura 63 são apresentados os comportamentos de tensão-deformação do material britado e este misturado a camadas de pneus picados.

Quadro 21: Índices físicos do material britado nos ensaios triaxiais.

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)		
	50	100	200
Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	16,07	16,05	16,09
Umidade (%)	3,42	3,42	3,42

Quadro 22: Índices físicos do material britado e pedaços de pneus em multicamadas nos ensaios triaxiais.

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)		
	50	100	200
Peso específico aparente úmido geral (kN/m ³)	12,29	12,31	12,27
Umidade do material britado (%)	3,42	3,42	3,42

Quadro 23: Índices físicos do material britado e pedaços de pneus em multicamadas nos ensaios triaxiais após o assentamento.

Índices físicos do solo	Tensão confinante (kPa)		
	50	100	200
Peso específico aparente úmido geral (kN/m ³)	12,50	12,63	12,83
Umidade do material britado (%)	3,42	3,42	3,42
Compressão (%)	1,70	2,74	4,24

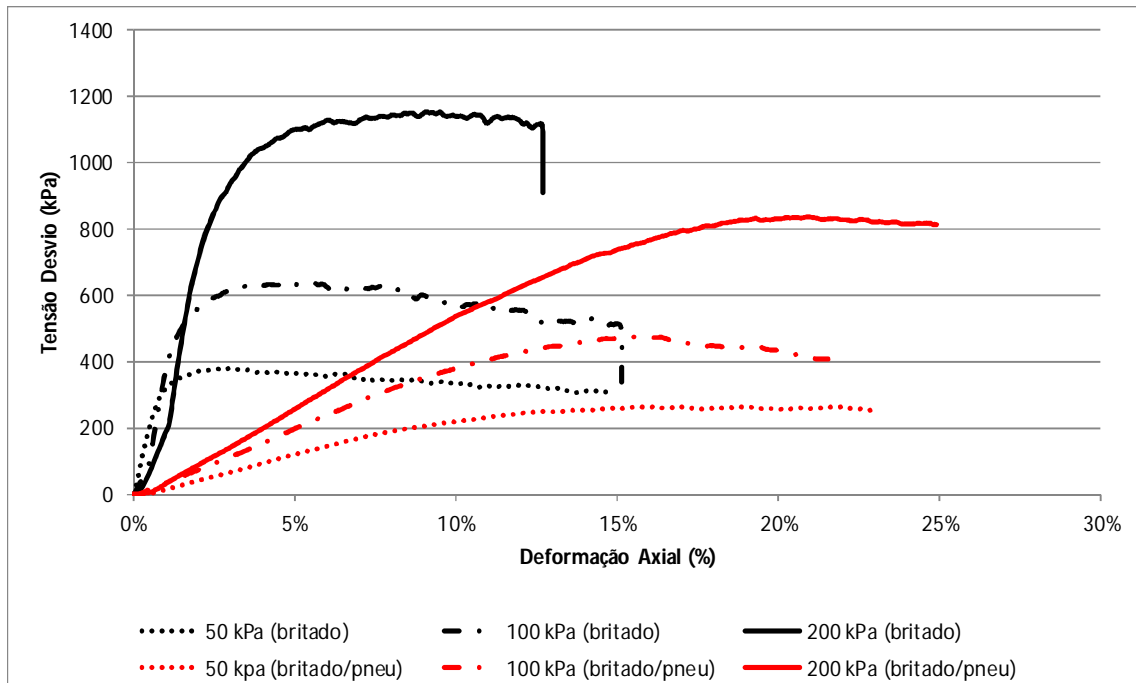


Figura 63: Tensão-deformação para o material britado e material britado misturado a pneus picados.

Com os valores obtidos para a linha Kf dos materiais ensaiados, conforme Figura 64, é possível determinar o ângulo de atrito efetivo e a coesão efetiva. Os valores são apresentados no Quadro 24.

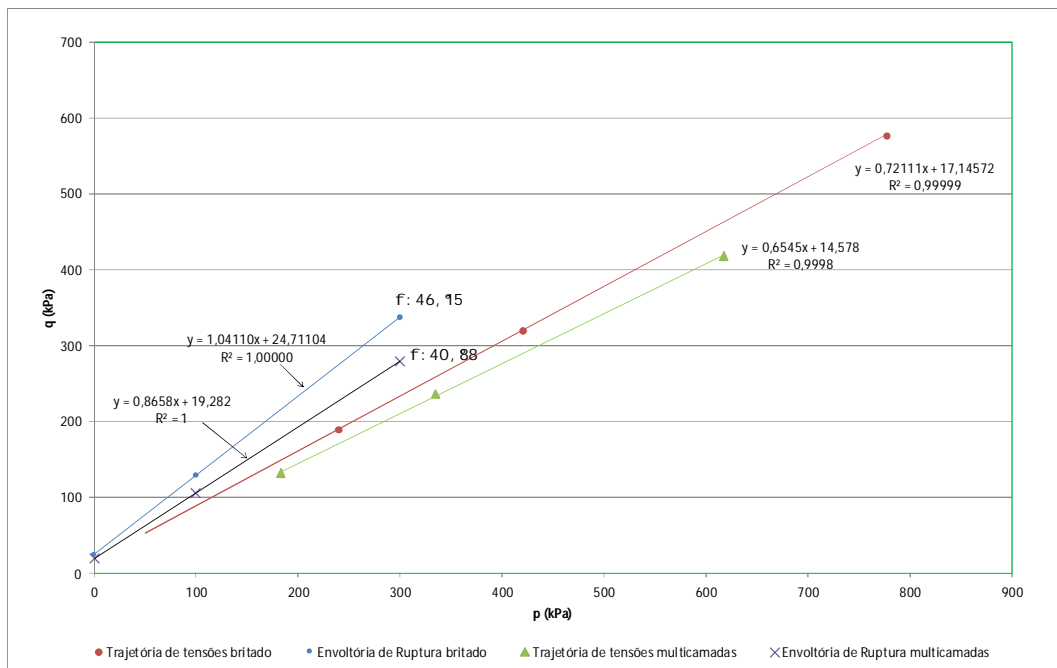


Figura 64: Parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais para a amostra contendo material britado e material britado com pneus picados (multicamadas).

Quadro 24: Parâmetros da Resistência ao Cisalhamento.

Material	Ângulo de Atrito (°)	Intercepto Coesivo (kPa)
Material britado	46	24
Multicamadas	40	19

No caso das amostras compostas apenas por material britado, é possível perceber um aumento rápido da tensão desviadora com as deformações até atingir o valor de pico. Após, há uma redução tendendo a uma estabilização. Para as amostras multicamadas o aumento da tensão desviadora é mais lenta e atinge um valor de pico com comportamento dúctil, típico de materiais elásticos. Durante a realização dos ensaios é possível perceber um abaulamento dos corpos de prova no decorrer do ensaio, principalmente entre 5 e 10% de deformação, sendo mais perceptível nas tensões de confinamento menores. Nas tensões confinantes de 200 kPa, este abaulamento foi percebido após 10 % de deformação. No caso dos corpos de prova contendo apenas material britado, esse abaulamento ocorre na região central, enquanto que na

presença de pneus picados as deformações são perceptíveis primeiramente no entorno da camada com pneus. Na Figura 65 e na Figura 66 são apresentados respectivamente as imagens durante o ensaio do material britado e desse misturado a pneus picados respectivamente. É possível perceber que Figura 65 a distribuição é constante, enquanto que na Figura 66, ocorre um deslocamento um pouco mais saliente na região dos pneus picados, a parte mais deformável da estrutura.

Comparando os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos com e sem amostras de pneus picados nos ensaios triaxiais, percebe-se uma leve diminuição dos valores. A utilização de pedaços de pneus acarreta na diminuição do peso próprio da estrutura, fato favorável em cálculos de estabilidade global, em contrapartida há uma diminuição do ângulo de atrito e do intercepto coesivo. De forma geral, o ganho na redução do peso próprio é compensado pelo decréscimo do ângulo de atrito.

Conforme dados da literatura, a pedra detonada apresenta um peso específico de 20 kN/m^3 , ângulo de atrito de 60° e coesão nula. Como já mencionado, como não foi possível realizar ensaios em tamanho real das partículas, buscou-se parâmetros através da utilização de partículas menores de material britado e pedaços de pneus picados. Desse modo, ao invés de utilizar-se os dados de aterro de pedra detonada, utilizar-se-á os dados obtidos nos ensaios triaxiais para o material britado, para que seja possível avaliar a influência dos pedaços de pneus na construção do corpo de aterro.



Figura 65: Ensaio triaxial nas amostras de material britado.



Figura 66: Ensaio triaxial com amostras de multicamadas de material britado e pneus picados.

5.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA UNIDIMENSIONAL

Foram realizados ensaios de compressão confinada para três diferentes corpos de prova, somente restos de pneus picados, e duas diferentes composições deste com o material britado: sanduíche e multicamadas. Através da aplicação de força sobre a amostra foram determinados níveis de tensão e suas respectivas deformações. O comportamento das amostras em relação ao nível de tensão aplicada *versus* a deformação para um único carregamento é apresentado na Figura 67. Os índices físicos para tensões normais até 200 kPa das amostras moldadas são apresentados no Quadro 25.

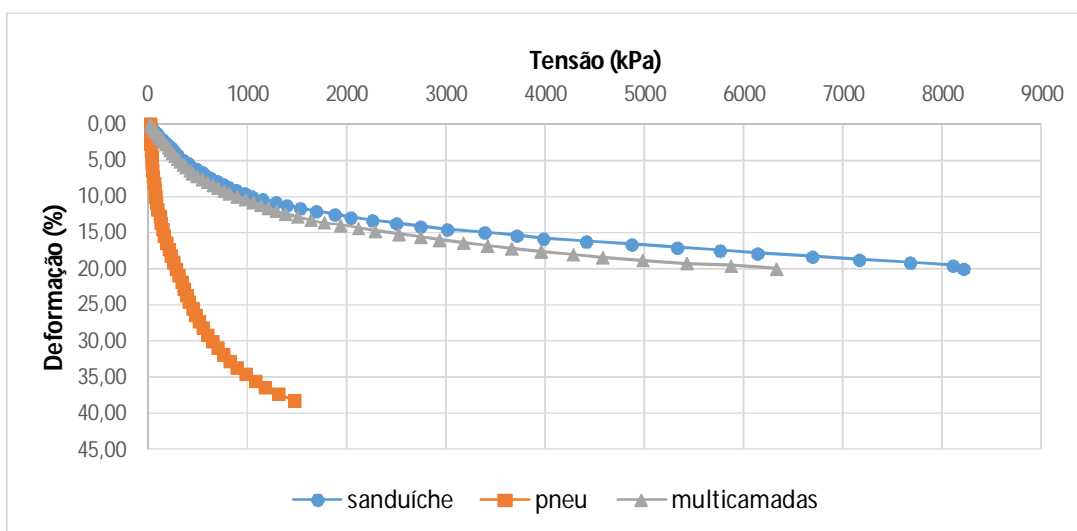


Figura 67: Comportamento tensão x deformação para carregamento único.

Quadro 25: Índices físicos dos materiais durante o ensaio do corpo de prova.

Amostra	Índices físicos		
	γ_n (kN/m ³) $\sigma_v=0$	γ_n (kN/m ³) $\sigma_v=100$ kPa	γ_n (kN/m ³) $\sigma_v=200$ kPa
Pneu picado	6,39	7,24	7,70
Multicamadas	12,28	12,45	12,80
Sanduíche	12,95	13,11	13,30

Analisando os resultados para amostra somente com pneus picados (Figura 67) é possível verificar um aumento da densidade com o aumento da tensão normal aplicada. Quanto à deformação, os resultados apresentam maiores variações para as tensões de até 300 kPa para o primeiro carregamento, de modo que após este nível de tensão o aumento das deformações torna-se mais constante. Para as amostras de pneus misturados ao material britado esse aumento na densidade é menor, mas também é percebido com o aumento da tensão aplicada. Novamente, as deformações apresentam valores variáveis para níveis de tensão até 300 kPa, e após tendem a um comportamento mais rígido e com intervalos constantes.

Ainda referente à compressão das amostras contendo pneus picados, nos ensaios de cisalhamento direto e triaxial, foram observadas deformações consideráveis na aplicação da tensão confinante. Esses valores são apresentados no Quadro 26.

Quadro 26: Deformações ocorridas na aplicação da tensão confinante.

Tipo de Ensaio	Tensão Normal (kPa)			
	50	100	150	200
	Deformações (%)			
Cisalhamento direto com pneu picado	15	19	23	-
Cisalhamento direto com pneu picado e material britado	12	15	-	22
Triaxial com pedaços de pneus e material britado	02	03	-	04

Os ensaios para carregamento e descarregamento (3 ciclos) foram realizados através da moldagem de corpos de prova semelhantes aos ensaios de compressão iniciais para altas tensões, desse modo os índices físicos das amostras analisadas são semelhantes aos já apresentados no Quadro 25. Os ensaios foram realizados para tensões de até 300 kPa. No Quadro 27 são apresentados os valores de peso específico encontrados após o 3º ciclo de carregamento para tensões de até 200 kPa. Os resultados dos ensaios realizados são apresentados na Figura 68, na Figura 69 e na Figura 70.

Quadro 27: Índices físicos dos materiais na moldagem do corpo de prova após o 3º ciclo de carregamento.

Amostra	Índices físicos		
	γ_n (kN/m ³) $\sigma_v=0$	γ_n (kN/m ³) $\sigma_v=100$ kPa	γ_n (kN/m ³) $\sigma_v=200$ kPa

Pneu picado	6,63	7,05	7,45
Multicamadas	12,59	12,78	12,95
Sanduíche	13,22	13,42	13,58

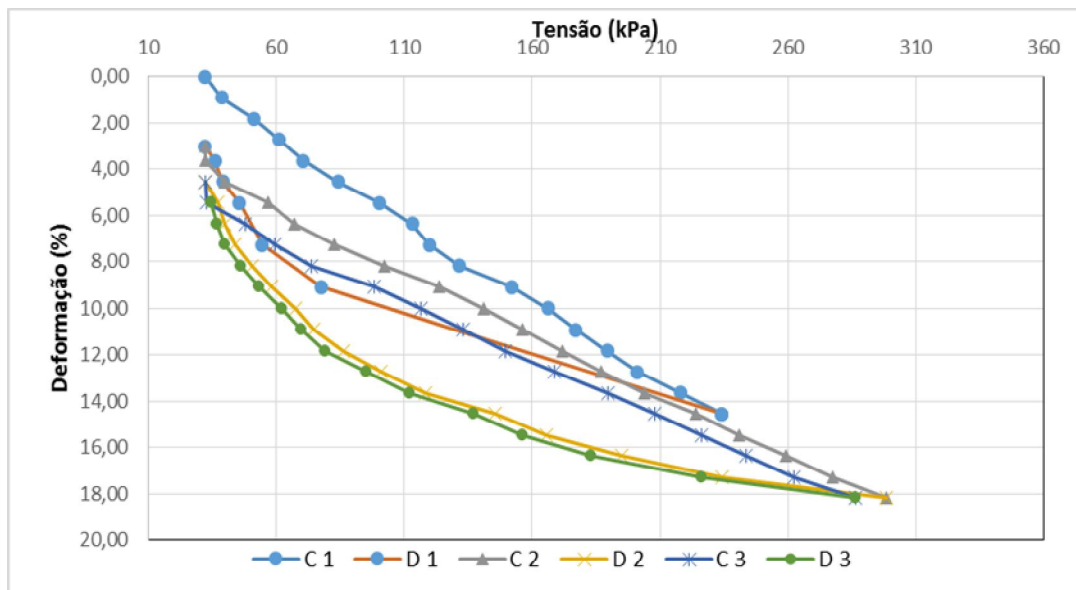


Figura 68: Carregamento/descarregamento x deformação para estrutura com pneus picados.

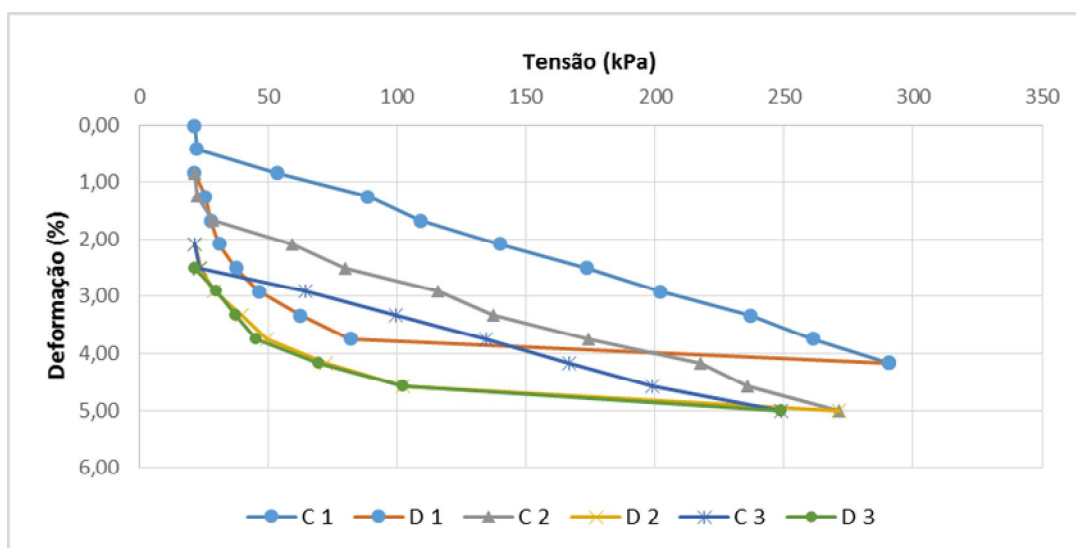


Figura 69: Carregamento/descarregamento x deformação para a estrutura sanduíche.

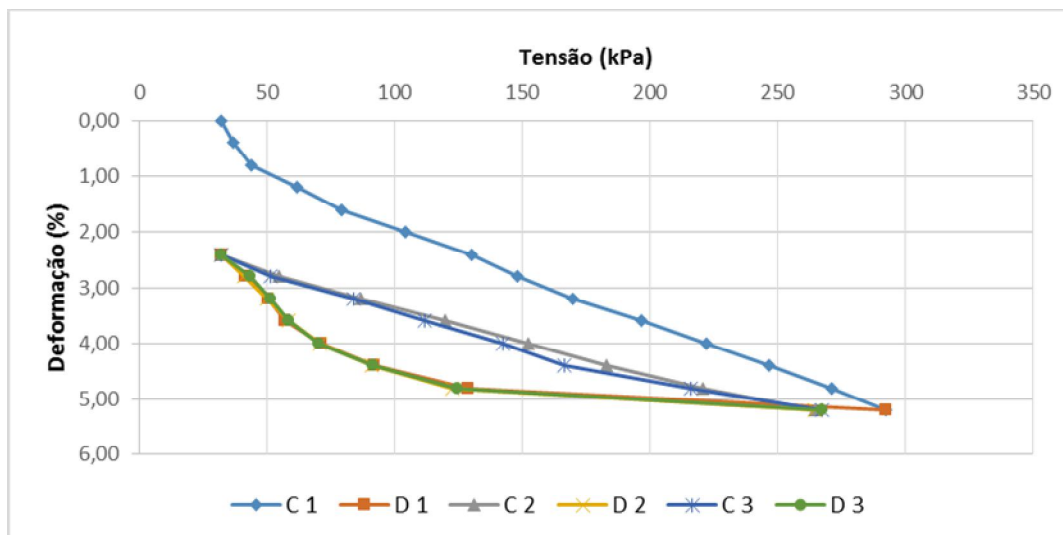


Figura 70: Carregamento/descarregamento x deformação para a estrutura multicamadas.

Analisando os resultados é possível perceber que em todos os casos, a diferença das deformações do primeiro carregamento em relação ao segundo é sempre maior comparando com as do carregamento seguinte. Inicialmente, no primeiro carregamento ocorrem maiores deformações plásticas, de modo que a estrutura passa a se comportar de maneira mais elástica, apresentando ciclos com relação de deformações e tensões mais próximas. Nota-se que até o limite das tensões analisadas, o valor final tende sempre ao mesmo após o primeiro carregamento. Ainda, é possível determinar faixas de deformações para influência de carregamentos na superfície de tráfego após construído o corpo de aterros. Esses dados serão apresentados após a definição da estrutura da seção final e utilização dos gráficos anteriores para estimar as deformações de acordo com as faixas de carregamento.

Analisando os gráficos é possível perceber valores de deformação de até 18 % nas amostras contendo somente pneus picados. Já para as amostras contendo camadas de brita e pneu picado as deformações atingem aproximadamente 5%. Considerando que as deformações ocorram somente nos pneus para as amostras contendo também material britado, tem-se valores de deformações entre 13 e 15% nas camadas de pneus picados, valores próximos de quando se analisa somente pneus, representando a influência dos pneus e também da

disposição em multicamadas. Possivelmente a influência de material britado e a disposição em multicamadas reduzem a deformação dos pneus picados. Considerando as relações com densidade e compressão, os valores de densidade para as amostras de pneus picados não ultrapassam 8 kN/m^3 até 300 kPa de tensão aplicados.

6 ESTUDO DE ESTABILIDADE E DEFORMAÇÃO DA SEÇÕES TRANSVERSAL

Neste capítulo são apresentadas questões referentes aos parâmetros adotados para a análise das seções transversais necessárias para o aumento de plataforma. Com base nos ensaios realizados, dados bibliográficos e análises foram determinados os parâmetros de projeto e o tamanho da plataforma para possibilitar a definição da seção representativa e análise de diferentes materiais de aterro.

6.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Não foram avaliadas questões referentes à estabilidade geotécnica das rochas nesse momento, esta região apenas será indicada como resistência infinita. No que se refere ao material de aterro, a opção de aterro com pedra detonada geralmente utilizada em regiões com formação rochosa, será adotada com os parâmetros obtidos no ensaio triaxial para o material britado. As análises foram realizadas utilizando dados do aterro remanescente, aterro inferior, basalto decomposto, material britado, material britado junto a pneus picados e pneus picados. No que se refere ao basalto decomposto será utilizado dados de literatura e projetos anteriores, considerando peso específico de 20 kN/m³, ângulo de atrito de 40° e coesão de 2 kPa. Referente ao peso específico do pavimento manter-se-á o valor de 24 kN/m³, considerando um futuro incremento de material granular de reposição decorrente de deformações.

No Quadro 28 estão agrupados os parâmetros de resistência ao cisalhamento que foram determinados nos ensaios de laboratório de resistência ao cisalhamento direto e ensaio triaxial.

Quadro 28: Resultados dos ensaios para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento

Ensaio (Tensão normal ou confinante em kPa)	Material	Ângulo de Atrito (°)	Intercepto Coesivo (kPa)	Densidade conforme tensão confinante
Cisalhamento Direto (10,20,50,100)	Material britado	50	21	1,33/1,34/1,34/1,35
Cisalhamento Direto (50,100,150)	Pneu picado	18	25	0,75/0,80/0,84
Cisalhamento Direto (50,100, 200)	Pneu picado + material britado	20	36	0,961/1,09/1,13/12,43
Triaxial – Envoltória de Ruptura (50,100,200)	Material britado	46	24	1,60
Triaxial – Envoltória de Ruptura (50,100,200)	Multicamadas	40	19	1,25/1,26/1,28

Quanto ao comportamento à compressão, considera-se que as amostras de pneus picados podem sofrer deformações aproximadas de 18 % para tensões de até 300 kPa. Para o caso de amostras multicamadas, a presença de material britado diminui bastante as deformações, chegando a 5%. Parte destas deformações ocorrem com o peso próprio do aterro e na execução. Os valores observados nos gráficos de carregamento e descarregamento foram utilizados para estimar as deformações nas camadas de acordo com a profundidade, tipo de material que compõe o aterro e carregamento considerado.

Para os parâmetros do aterro remanescente e inferior foi realizada uma retroanálise, partindo de valores já conhecidos para solos estudados no trecho e apresentados na caracterização da área. Com base nas sondagens realizadas estimou-se a profundidade das camadas. Uma vez pré-definidas as camadas, se utilizou os parâmetros geotécnicos do solo coluvionar da literatura, específica para o trecho em questão, e do aterro de basalto decomposto para iniciar a retroanálise e definir os parâmetros do solo existente. Utilizando o software Slide (considerando métodos de Janbu e Bishop Simplificado) foram realizadas retroanálises na seção representativa do trecho. Sabe-se que as instabilidades ocorrem principalmente em épocas chuvosas, momento o qual supõe-se que o talude atinge o equilíbrio limite 1,0. Deste modo, a primeira análise considerou um aumento do nível de água detectado inicialmente. Essa alteração no nível de água foi mensurada buscando atingir um valor de 1,0 para o coeficiente de segurança, vinculado às alterações nos parâmetros do solo e distribuição das regiões. Na Figura 71 é apresentada a análise realizada para verificar a distribuição dos materiais e dos parâmetros geotécnicos. As mesmas análises também foram realizadas

considerando o nível d'água observado em campo, sem elevação, de modo que o FS é maior, de 1,2 a 1,3, indicando uma situação mais estável para estas condições, conforme Figura 72. Todas as análises utilizaram o carregamento externo de 20 kN/m², conforme NBR 11682:2009. Após alguns ajustes na distribuição dos materiais decorrente da retroanálise, os parâmetros adotados e a seção representativa do km 42+620 são apresentados Quadro 29 e na Figura 73.

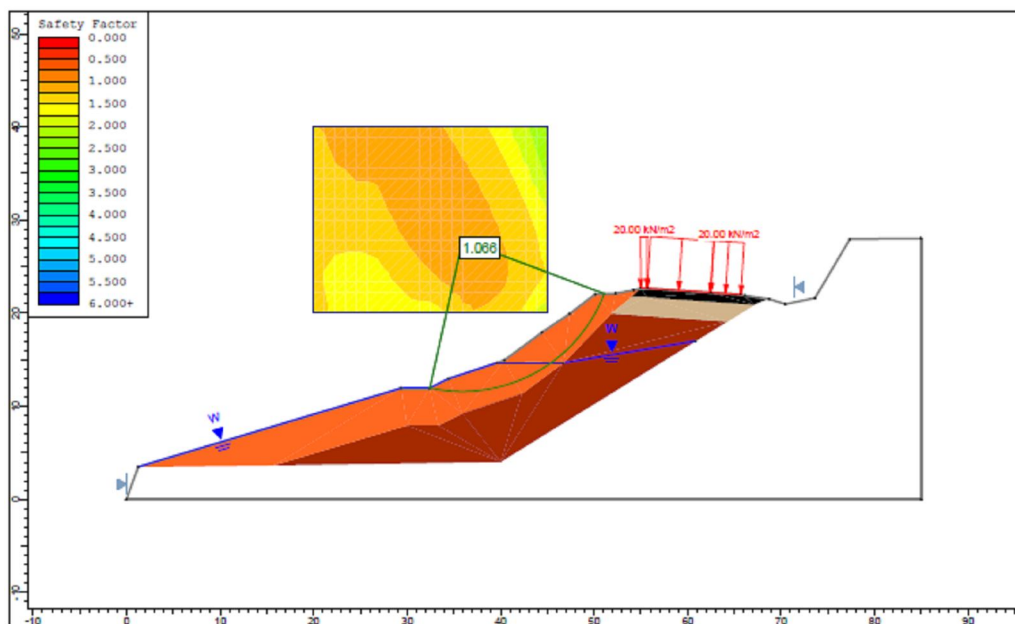


Figura 71: Retroanálise da seção do km 42+620 considerando o nível do lençol freático elevado.

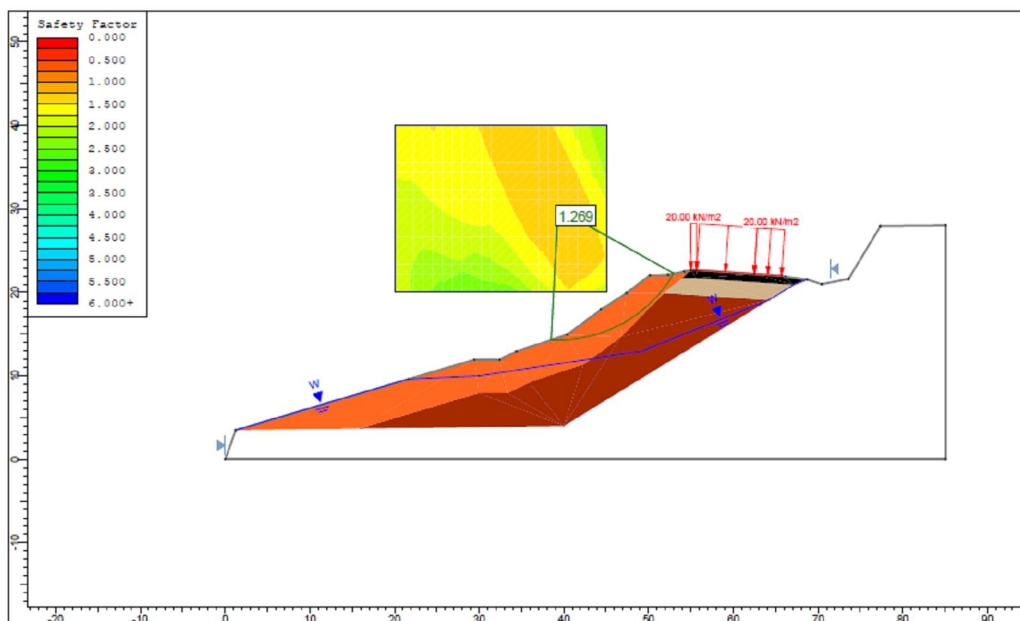


Figura 72: Retroanálise da seção do km 42+620 considerando o nível do lençol freático observado.

Quadro 29: Parâmetros considerados na retroanálise da seção no km 42+620.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Representação na seção
Aterro remanescente	18,00	28	4	
Aterro inferior	18,00	31	7	
Aterro de basalto decomposto	20,00	40	2	
Rocha	-	-	-	
Pavimento/subleito	24,00	-	-	

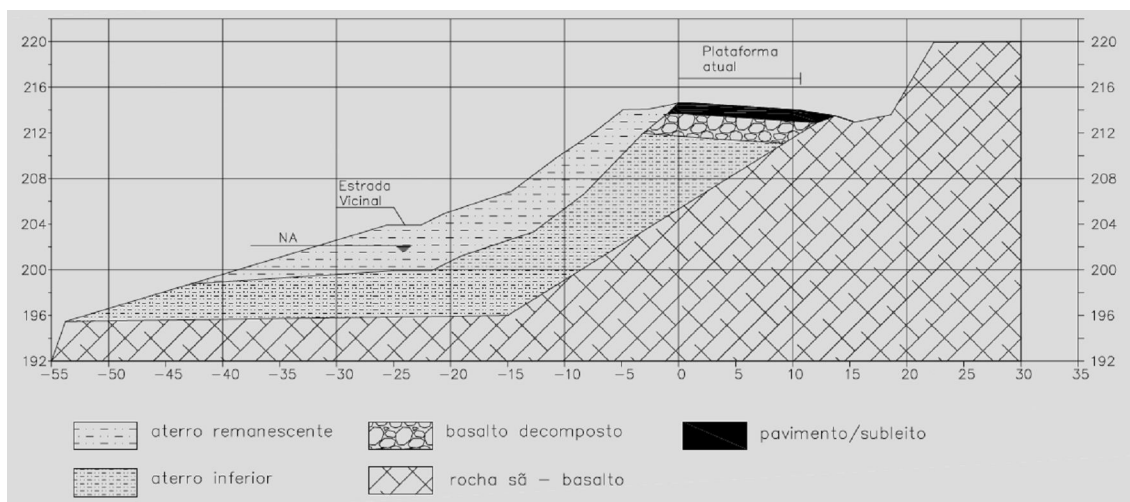


Figura 73: Seção geotécnica adotada da seção do km 42+620.

Para os pneus picados, foram utilizados os valores dos parâmetros de resistência obtidos para os ensaios de cisalhamento direto, pois apresentaram valores próximos dos observados na literatura, principalmente quando comparados com os ensaios de cisalhamento direto nos pedaços de pneus realizados por Humphrey e Manion (1992). Estes valores são de 18° para o ângulo de atrito e 25 kPa de coesão obtidos no ensaio de cisalhamento direto. Com base nos valores apresentados, considerou-se o valor de $8,0 \text{ kN/m}^3$ para o peso específico de aterros com pneus picados.

Os ensaios de cisalhamento direto e triaxial somente para o material britado apresentaram valores altos para os parâmetros de resistência, conforme esperado. Considerando o material ensaiado não ser usual no equipamento de cisalhamento direto, somado ao fato do maior controle do ensaio triaxial com multicamadas de material britado e pedaços de pneus, serão considerados os valores obtidos no ensaio triaxial, permitindo uma comparação mais confiável. Os valores considerados para o material britado são de 46° para o ângulo de atrito efetivo e 24 kPa para a coesão efetiva. O peso específico considerado é de $16,0 \text{ kN/m}^3$. As deformações do material britado são baixas e sua execução permite que através de compactação usual de obras, estas sejam sanadas, de modo que não foram analisadas questões referentes à compressão para este tipo de amostra isolada.

Para o material britado junto às camadas de pneus picados usar-se-á os dados do ensaio triaxial, por permitir uma comparação com os dados do material britado no mesmo ensaio. Deste modo serão atribuídos os valores de 40° para o ângulo de atrito efetivo e 19 kPa para a coesão efetiva. O peso específico considerado após a aplicação da tensão confinante é de 12,8 kN/m³. No Quadro 30 são apresentados os parâmetros que serão adotados nas análises de estabilidade para aumento da plataforma.

Quadro 30: Parâmetros geotécnicos adotados para os materiais avaliados.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)
Aterro remanescente	18,00	28,00	4,00
Aterro remanescente inferior	18,00	31,00	7,00
Aterro de basalto decomposto	20,00	40,00	2,00
Aterro com material britado	16,00	46,00	24,00
Aterro com material britado junto a pneus picados	12,80	40,00	19,00
Pneu picado	8,00	18,00	25,00

No que se refere às questões de drenagem dos materiais, conforme dados da literatura apresentados, os pedaços de pneus possuem valores de condutividade hidráulica de $1,8 \times 10^{-3}$ cm/s. Deve-se considerar a utilização de geotêxtil entre as camadas, de modo a isolar os pedaços de pneus picados, e impedir a obstrução dos vazios (YOON ET AL., 2005).

6.2 DEFINIÇÃO DO TAMANHO DA PLATAFORMA

Para que fosse possível avaliar a utilização de pedaços de pneus misturados ou não a solos como aterro das seções de aumento da plataforma, faz-se necessário definir uma seção padrão representando a validade ou não da solução indicada. Para isso foi definido o tamanho da plataforma necessária para o aumento de capacidade para o lado esquerdo da via. Conforme já foi exposto, neste trecho evitou-se aumentar a plataforma para o lado direito, pois seria necessário desmonte de rocha muito próximo à via, que acarretaria em impactos negativos no tráfego local, além de poder provocar instabilidades pela alteração da geometria do talude.

Considerando a ERS/122 uma rodovia estadual, as normas aplicadas a esta estão subordinadas ao DAER/RS (1998). A classificação de uma via é definida pelo seu VDM (volume médio diário), conforme Quadro 31. Não existem contagens de tráfego atualizadas, mas a observação, mesmo que qualitativa do trecho sugere certamente a necessidade de pista dupla, com VDM maior que 9000.

Quadro 31: Classificação da via de acordo com VDM (DAER/RS, 1998).

CLASSE DE PROJETO		CARACTERÍSTICAS		VDM ₁₀ (1)
0		Via expressa controle total de acesso		A classificação técnica nesta classe depende de decisão administrativa
I	A	Pista dupla	Controle parcial de acesso	> 9000 (2)
	B	Pista simples		3000 - 9000 (2)
II		Pista simples		1500 - 3000 (2)
III		Pista simples		300 - 1500 (2)
IV		Pista simples		< 300 (2)

Deste modo, considerando a saturação da pista simples o objetivo principal é duplicar a via e torná-la uma via de pista dupla, conseqüentemente de Classe I-A, conforme diretrizes do DAER/RS. As definições para esta classe de rodovia podem ser visualizadas no Quadro 32, presente em Normas de Projetos Rodoviários do DAER/RS (1998).

Quadro 32: Características de acordo com classe rodoviária (DAER/RS, 1998).

CARACTERÍSTICAS	REGIÕES	CLASSES					OBSERVAÇÕES
		0	I	II	III	IV	
Tráfego (VDM para o 10º ano de projeto)	-	(1)	(2)	1500-300	300-1500	< 300	(1) A classe de rodovia é definida por decisão administrativa.
Velocidade diretriz (km/h)	P O M	120 100 80	100 80 60	80 70 50	80 60 40	60 40 30	
Distância de visibilidade de parada desejável (mínimo) - (m)	P O M	310(205) 210(155) 140(110)	210(155) 140(110) 85(75)	140(110) 110(90) 65(60)	140(110) 85(75) 45(45)	85(75) 45(45) 30(30)	(2) > 9000 para Classe IA e 3000 a 9000 para Classe IB.
Distância de visibilidade de ultrapassagem (m)	P O M	370 340 280	340 680 280 560 210 420	680 490 350	560 420 270	420 230 180	(3) A largura da plataforma de terraplanagem para cada classe é definida pela soma das larguras de pista + acostamento + folgas.
Taxa máxima de superelevação (%)	O	10%	10%	8%	8%	6%	(4) Para as Classes 0 a III a folga será de 1,00m para cada semi-plataforma de aterro e 1,50m para cada semi-plataforma de corte.
Raio mínimo de curvatura horizontal (m)	P O M	540 345 210	345 210 115	230 170 80	230 125 50	135 55 25	(5) Para a Classe IV, a folga F será de 0,50m para cada semiplataforma de aterro e 1,00m para cada semiplataforma de corte.
Rampa máxima (%)	P O	3% 4%	3% 4,5%	3% 5%	4% 6%	5% 7%	(6) Largura do acostamento para pista com duas faixas. Para três e quatro faixas, ver Q-15.
Valor mínimo de "k" para curvas verticais convexas - desejável (mínimo)	P O M	233(102) 107(58) 48(29)	107(58) 48(29) 18(14)	107(29) 29(20) 10(9)	48(29) 18(14) 5(5)	18(14) 5(5) 2(2)	(7) A largura de 4m é usada para rodovias com conversão a esquerda. Nos demais casos, a largura poderá ser reduzida para o mínimo de 1,50m.
Valor mínimo de "k" para curvas verticais côncavas - desejável (mínimo)	P O M	80(50) 52(36) 32(24)	52(36) 32(24) 17(15)	52(36) 24(19) 12(11)	32(24) 17(15) 7(7)	17(15) 7(7) 4(4)	(8) A largura da faixa de domínio das rodovias Classe 0 será fixada no projeto.
Largura da faixa de rolamento (m)	P O M	3,75 3,60 3,60	3,60 3,60 3,50	3,50	3,50	3,00	(8) A largura da faixa de domínio das rodovias Classe 0 será fixada no projeto.
Largura do acostamento externo (m) (mínimo)	P O M	3,00 3,00-(2,50) 2,50	3,00-(2,50) 2,50 2,50	2,50-(2,00) 2,50-(2,00) 2,00-(1,00)	2,50-(1,00) 2,00-(1,00) 1,50-(1,00)	1,00 0,50 0,50	(8) A largura da faixa de domínio das rodovias Classe 0 será fixada no projeto.
Largura recomendada do acostamento interno (m) - (excepcional) (6)	P O M	(1,2) - 0,6 (1,0) - 0,6 0,5	(1,2) - 0,6 (1,0) - 0,6 0,5	-	-	-	Observação Geral: Os VDMs apresentados servem como orientação devendo ser verificado o nível de serviço.
Gabarito mínimo vertical	-	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento - obstáculos contínuos	-	0,50	0,50	0,50	0,30	0,30	
Largura do canteiro Central - Valor mínimo (7)	-	4	4	-	-	-	
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento - obstáculo isolado	-	1,50	1,50	1,50	0,50	0,50	
Inclinação transversal em tangente	-	2%	2%	2%	2%	3%	
Largura da faixa de domínio (m)	P O M	- 70 (8)	60 70 80	30 40 50	30 40 50	30 40 50	
Plataforma de terraplanagem	-	(3) (4)	(3) (4)	(3) (4)	(3) (4)	(3) (5)	

Quanto ao terreno, este é classificado como montanhoso. Conforme características presentes no Quadro 32 um projeto de pista dupla em região montanhosa sugere a adoção de canteiros com espaçamento mínimo de 4 metros, de modo que em locais sem conversão a esquerda pode-se adotar largura de 1,5 metros. Algumas definições administrativas permitem que estradas sejam melhoradas considerando larguras menores de canteiros ou até mesmo a ausência dos mesmos, dividindo a pista somente com tachões, conforme dificuldades construtivas e análises de viabilidade técnica e econômica. Após pesquisas de diferentes tomadas de decisão em rodovias e tomando como exemplo a existência de rodovias onde a duplicação considerou casos específicos, buscou-se determinar diferentes seções para possibilitar o aumento da plataforma nesta rodovia. A rodovia em questão é situada em área geotecnica sensível, de modo que busca-se promover o aumento da rodovia minimizando impactos principalmente em relação a mudanças geométricas no talude bem como no tráfego local. Cabe salientar que as normas são citadas para conhecimento e que o objeto desse trabalho não é o projeto final da rodovia, apenas uma sugestão, a fim de que o

tamanho da plataforma e alternativas assumidas são resultado de análise de situações e conversa com técnicos envolvidos nesses tipos de projeto. O objetivo principal é determinar um tamanho padrão de aumento da plataforma que seja viável, o qual será analisado no modelo geomecânico. Primeiramente buscou-se uma alternativa com separação de tachão, onde seria feito apenas um aumento de capacidade com o menor aumento de plataforma possível. Desse modo, comparado com a situação inicial teríamos um acréscimo de uma faixa de tráfego. Na Figura 74 podemos visualizar a seção de aumento da plataforma utilizando divisão de fluxo com tachão.

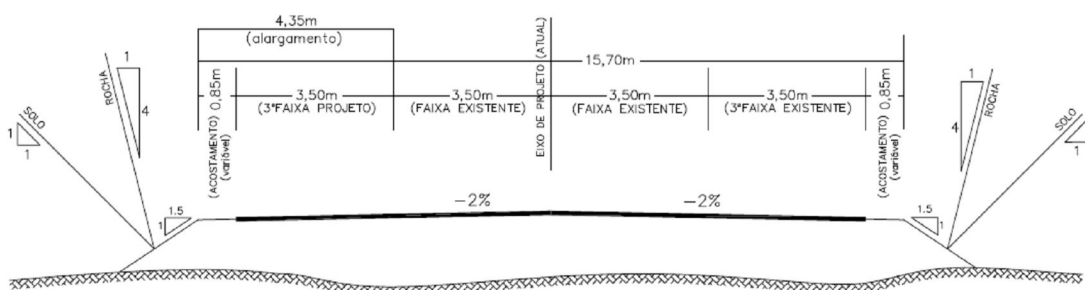


Figura 74: Seção de alargamento/divisão de fluxo com tachão.

A situação anterior é extrema ao uso de canteiro central. Uma alternativa intermediária é a utilização de *new jersey*. O *new jersey* é um divisor físico usado em vias urbanas, também empregado em rodovias. A base do *new jersey* possui 60 cm de largura. Conforme o Quadro 32 é possível verificar que o acostamento interno mínimo previsto para rodovias Classe I-A em regiões montanhosas é de 0,5m.

Considerando que a divisão de fluxo não considera canteiro central, e baseado em conversas com projetistas experientes, sugere-se uma folga para o valor de acostamento mínimo, de modo que adota-se um valor de 1,10 metros para cada lado como recomendável nessa situação. Desse modo a divisão de fluxo com *new jersey*, apresenta uma largura total de 2,80 metros, conforme Figura 75, proporcionando maior segurança aos usuários.

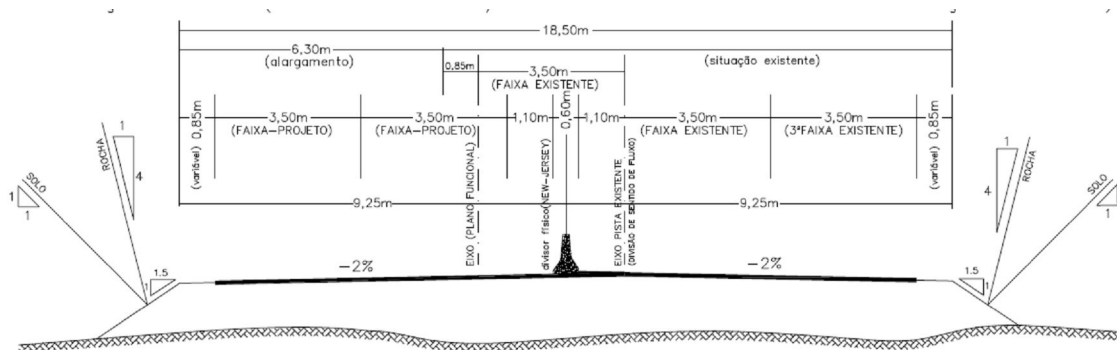


Figura 75: Seção de alargamento/divisão de fluxo com *new Jersey*.

No caso de aumento da plataforma considerando canteiro central de 4 metros, teríamos uma seção de 19,70 metros, obviamente a maior das três opções. Deste modo, optou-se em ter como padrão a utilização da seção intermediária, com divisão de fluxo através da utilização do *new jersey* como uma solução padrão ao longo do trecho. Em nenhuma das opções considerou-se acostamento, buscando uma seção menos impactante para trechos críticos, a exemplo deste. Do mesmo modo, não foi considerado superlargura, por ser um trecho em tangente.

6.3 DEFINIÇÃO DA SEÇÃO REPRESENTATIVA E MATERIAIS

Conforme já foi apresentado na caracterização da área, foram determinadas seções representativas do trecho analisado. A Figura 76 representa a seção no km 42+620, representando a pista existente e o aumento da capacidade com *new jersey* como divisor de fluxo, determinando as diretrizes para construção da seção representativa que será objeto de análise de estabilidade.

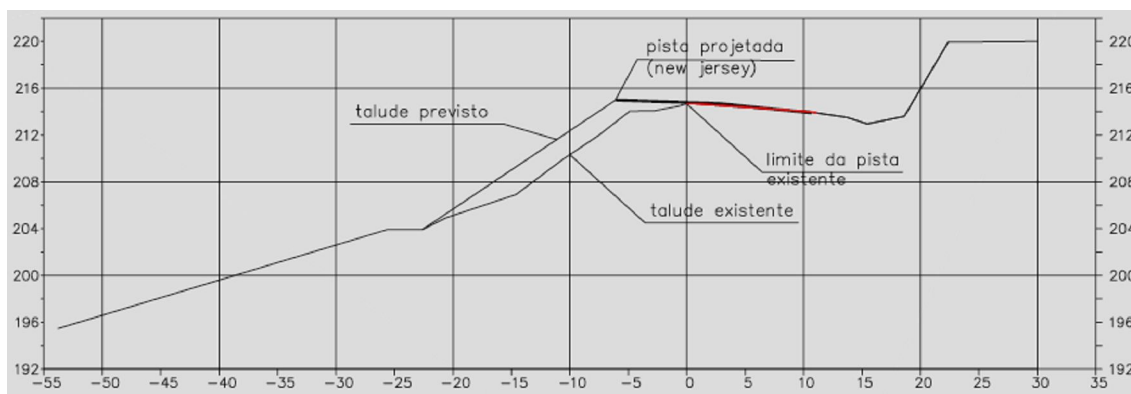


Figura 76: Representação da pista existente e da pista projetada para a seção km 42+620.

Com base nas informações existentes e na definição das seções e plataformas de aumento da capacidade, criou-se alternativas que buscam avaliar a execução do aterro para aumento da plataforma. Sendo assim, as seções representativas consideram duas pistas com divisor *new jersey* e utilização de diferentes materiais na constituição do corpo de aterro para avaliação. A seguir serão citados os materiais das seções que serão avaliados geotecnicamente:

- Aterro com solo local – Esta opção considera manter o aterro remanescente como parte do corpo estradal.
- Aterro convencional – Esta opção considera a utilização de aterro em rocha nas camadas inferiores. Neste caso o aterro em rocha é analisado com os parâmetros do material britado ensaiado em laboratório.
- Aterro misto – Na questão de aterros mistos, considera-se a utilização de camadas sucessivas de pedaços de pneus e material britado, considerando que a camada superior (2 metros abaixo do greide de terraplenagem), anterior a estrutura do pavimento, seja somente composta por materiais convencionais.
- Aterro de pedaços de pneus – Neste caso considera-se apenas o preenchimento de pedaços de pneus desde que os últimos dois metros abaixo da estrutura do pavimento sejam compostos por materiais convencionais.

Considerando que a seção representativa está situada no km 42+620 o desenvolvimento da solução tem como situação de contorno as condições do local. A existência de uma estrada vicinal no pé do talude, no lado esquerdo da rodovia é um limitador para a inclinação do talude que deveria ser executado em caso de duplicação da seção. Na Figura 77 é apresentada a seção com aumento da plataforma mantendo a estrada vicinal existente.

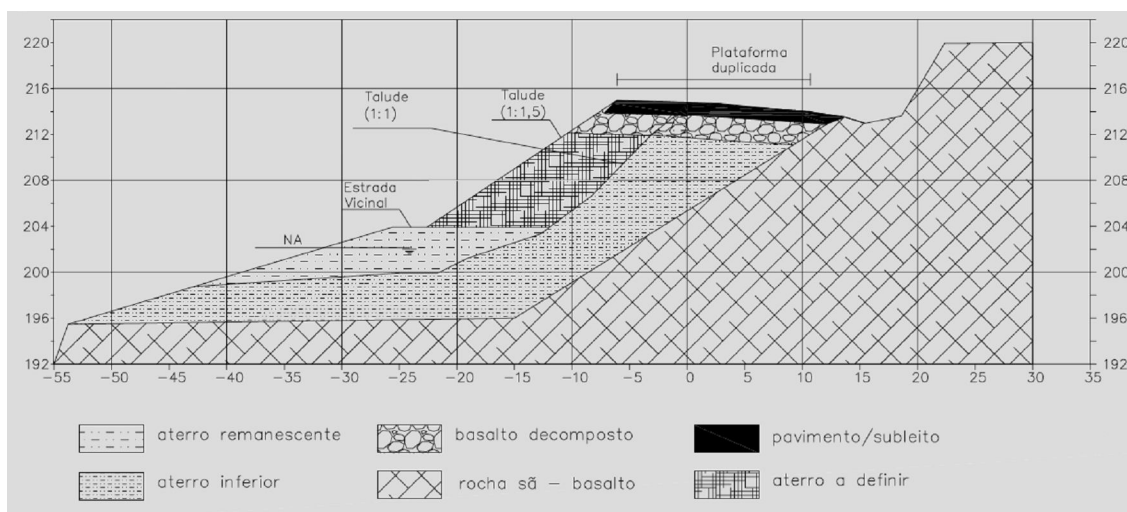


Figura 77: Seção com aumento da plataforma no km 42+620.

Condicionantes que buscam garantir a estabilidade do talude são respeitadas para todas as soluções. Deste modo considera-se que para todas as soluções os métodos construtivos devem

permitir uma drenagem eficiente do maciço e uso de geotêxtil para evitar a colmatação do material de aterro. A solução busca diminuir os esforços verticais e horizontais do aterro na meia encosta e não provocar situações de descarregamento provocadas por mudanças geométricas. No caso da camada de pavimento foi considerada inclinação de 1:1. Já para os taludes, a inclinação considerada foi de 1:1,5, para manter a estrada vicinal.

Exceto para a alternativa que considera a utilização de manter o solo local, todas as outras opções devem considerar a remoção de parte do material constituinte do aterro para substituição pelo material analisado (inclinação de 1:1 para retirada), já apresentada na Figura 77. Esta porção de solo a ser retirada inicia próximo ao final da estrutura de pavimento existente atualmente é indicada baseada na superfície de ruptura apresentada na retroanálise. Além disso, considerando a necessidade de confinamento, os aterros com camadas de pneus picados, devem considerar um fechamento lateral de material britado de 1 metro de espessura. No caso de substituição de parcela maior de material, foi considerada inclinação de 4:1 para retirada do material existente, conforme Figura 78, de modo que neste caso deve-se avaliar o modo executivo que permita esta substituição.

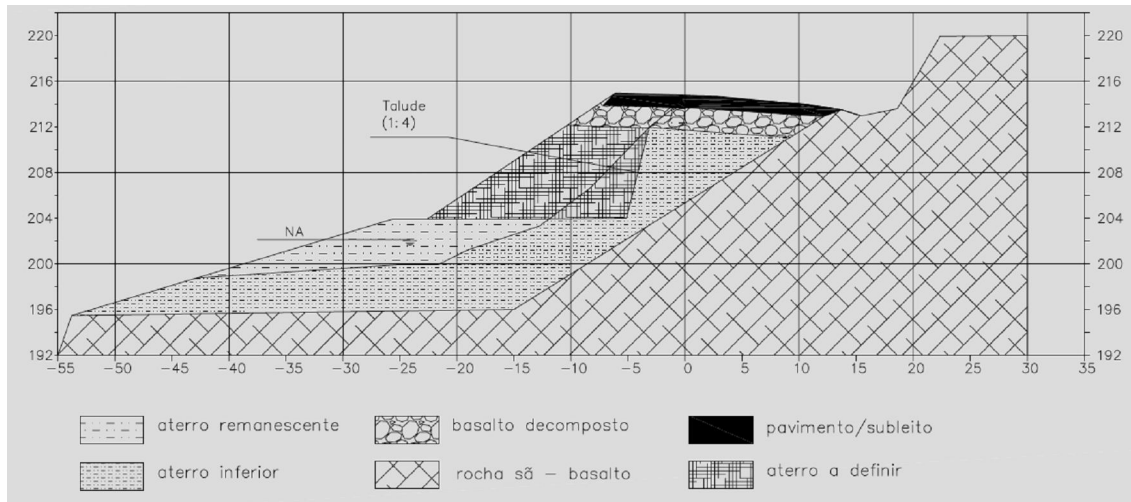


Figura 78: Substituição de parcela maior de material de aterro.

Conforme a estrutura padrão determinada, tem-se quatro diferentes estruturas que serão analisadas quanto a sua estabilidade geotécnica. Considerando definições do DAER, recomendações da literatura e de modo a padronizar todas as seções, a estrutura a ser avaliada


como aterro deverá ser considerada somente abaixo de 2 metros da camada inferior de pavimento. Ainda, o pavimento deve considerar uma espessura de 1 metro, considerando a regularização com materiais típicos para pavimentação, antes da execução da camada final. A fim de avaliar a estabilidade dos taludes da rodovia, foi adotado um carregamento adicional aplicado à superfície da plataforma rodoviária, conforme NBR 11682:2009 – Estabilidade de Encostas, igual a 20 kPa aplicado na crista do talude.

6.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE PARA AS ALTERNATIVAS

Para análise de estabilidade do modelo geomecânico foi utilizado o programa computacional Slide. As análises de estabilidade são geralmente realizadas considerando apenas duas dimensões, de modo que a terceira é desprezada e dada como estável. Conforme NBR 11682:2009 – Estabilidade de Encostas, intervenções de estabilização devem gerar um acréscimo no fator de segurança de 30%. As análises foram realizadas através da determinação de uma seção representativa, do km 42+620. Com base nessas seções foram realizadas análises das estruturas considerando os parâmetros geotécnicos definidos no capítulo 6.1. Os modelos geomecânicos foram avaliados através do software quanto ao seu fator de segurança, buscando comparar a interferência do material constituinte do corpo do talude. Foram avaliados aterros com material local, materiais ensaiados em laboratório (material britado, material britado misturado a pedaços de pneus e somente pedaços de pneu). Essa avaliação permite comparar o coeficiente de segurança para cada modelo, considerando as mesmas condições de contorno. Com a substituição pretende-se atingir fator de segurança da ordem de 1,5. As representações dos solos nas seções do slide devem considerar a padronização conforme dados do Quadro 33.

Quadro 33: Parâmetros adotados e indicação da representação na seção de análise de estabilidade.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Representação na seção
Aterro remanescente	18,00	28	4	
Aterro inferior	18,00	31	7	
Aterro de basalto decomposto	20,00	40	2	
Aterro com material britado	16,00	46	24	
Aterro com material britado junto a	12,80	40	19	

pneus picados				
Pneu picado	8,00	18	25	
Rocha	-	-	-	
Pavimento/subleito	24,00	-	-	

6.4.1 ATERRO COM SOLO LOCAL

Primeiramente, o aumento da plataforma foi avaliado mantendo o solo local, e utilizando como aterro o mesmo solo. Através das análises, conforme Figura 79, é possível perceber que o coeficiente de segurança apresentado – 1,18 – é menor que o valor indicado por norma, de 1,3. Ainda, conforme características do solo local apresentar uma saturação alta, considera-se o aumento do nível do lençol freático em épocas chuvosas, que acarreta na redução dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, conforme pode ser visualizado na Figura 80. Com base nas análises apresentadas, manter o solo local como corpo de aterro não é indicado pois o fator de segurança apresentado está abaixo do pretendido.

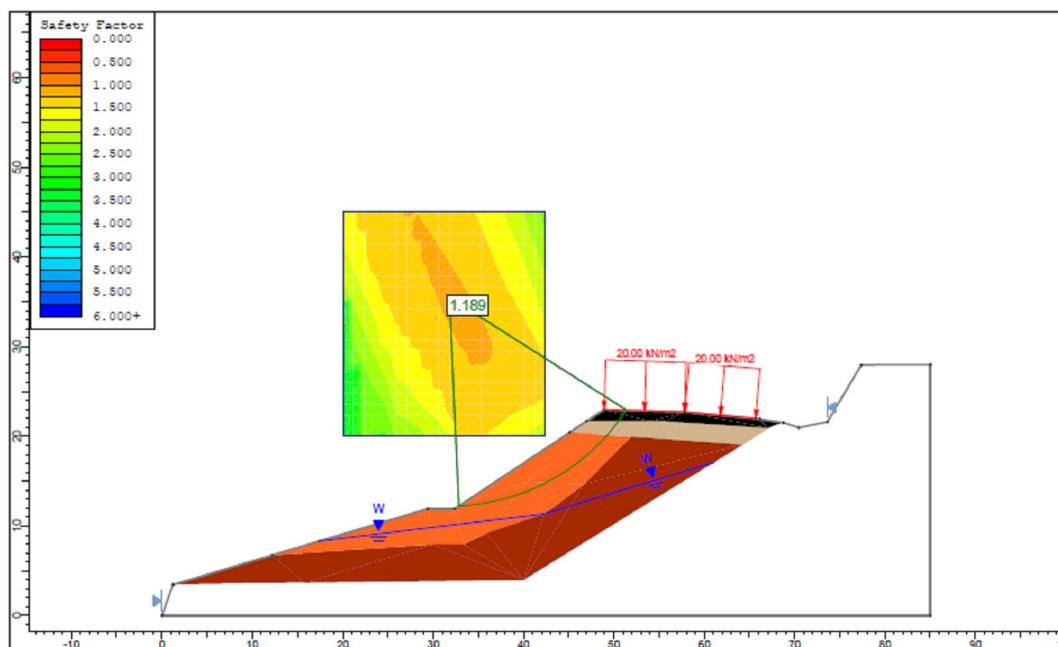


Figura 79: Aumento da plataforma mantendo o solo local.

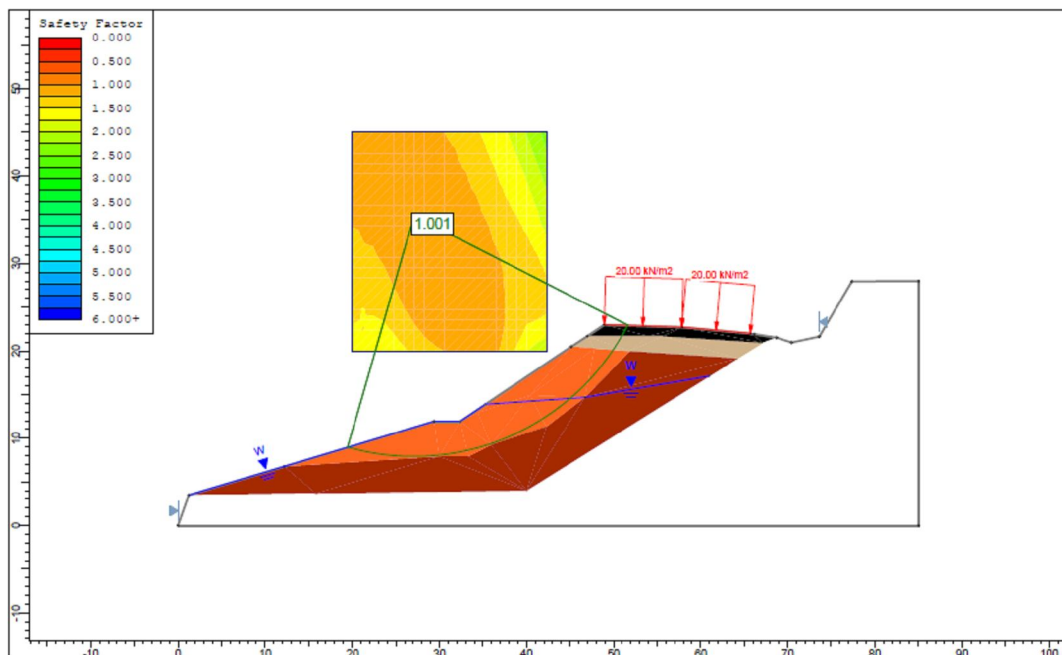


Figura 80: Condição com aumento do nível do lençol freático.

6.4.2 ATERRO CONVENCIONAL

Conforme já foi apresentado, para aterro convencional são atribuídos os valores de laboratório obtidos para o material britado. Na Figura 81 é apresentada a análise considerando o incremento do solo britado apenas para complementar o espaço necessário para aumento da plataforma, mantendo assim, a estrutura do solo atual. Nesse caso o coeficiente de segurança manteve-se próximo a estrutura mantendo somente o solo local, abaixo do pretendido, de modo que o volume inserido não foi suficiente para aumentar a estabilidade significativamente, obviamente por apresentar basicamente a mesma superfície de ruptura da retroanálise. Com base nesse resultado não foi avaliada a substituição nessa quantidade para outras estruturas. Já na Figura 82, houvera uma substituição maior do material existente por material britado. O coeficiente de segurança neste caso apresenta valores aceitáveis para o incremento da estabilidade do talude, atingindo 1,54. Na Figura 84 é possível perceber que foi substituído uma parcela maior do solo local, de modo que novamente o coeficiente de segurança aumentou, atingindo 1,58, em decorrência pela substituição em maior quantidade do material coluvionar por um material de maior qualidade. Neste caso o aumento do nível do freático não é considerado, visto que o material é altamente drenante.

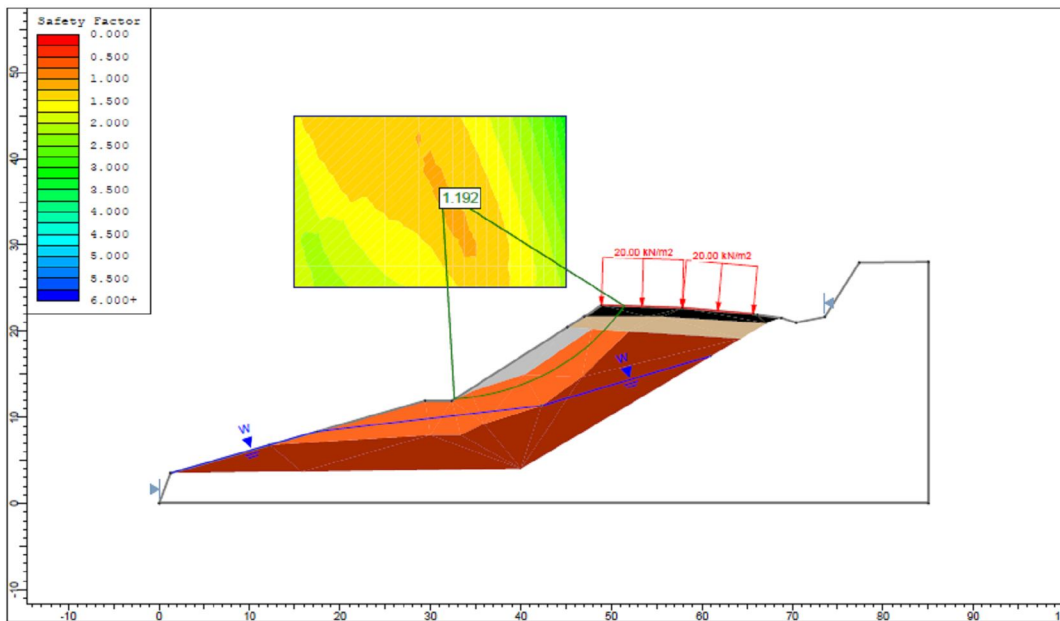


Figura 81: Aumento da plataforma inserindo material britado e mantendo a estrutura do solo anterior.

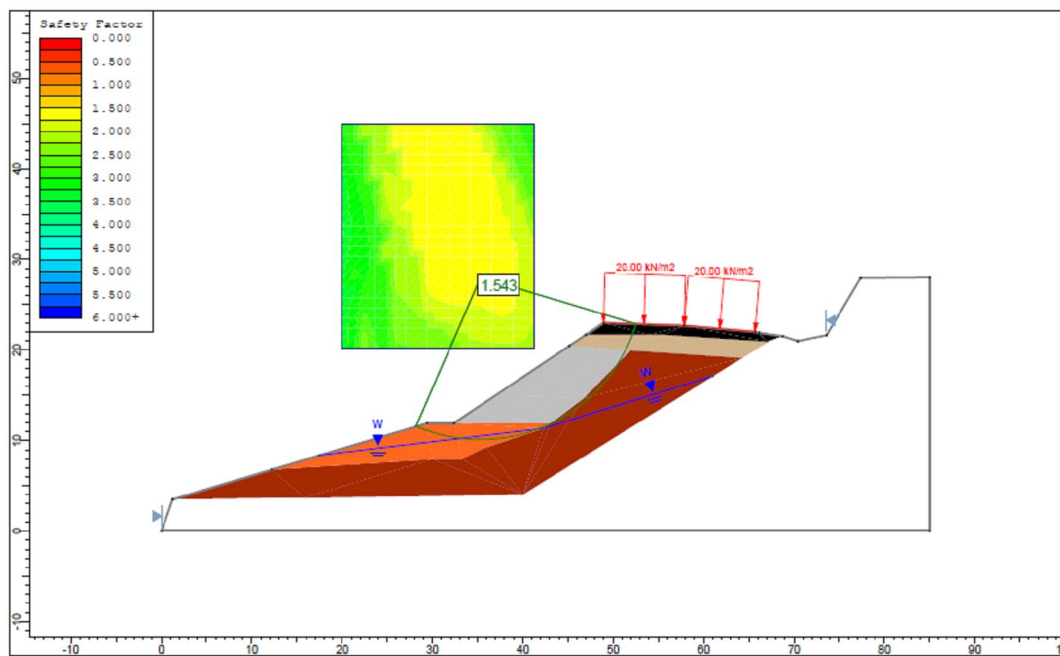


Figura 82: Aumento da plataforma substituindo parte do material existente por material britado.

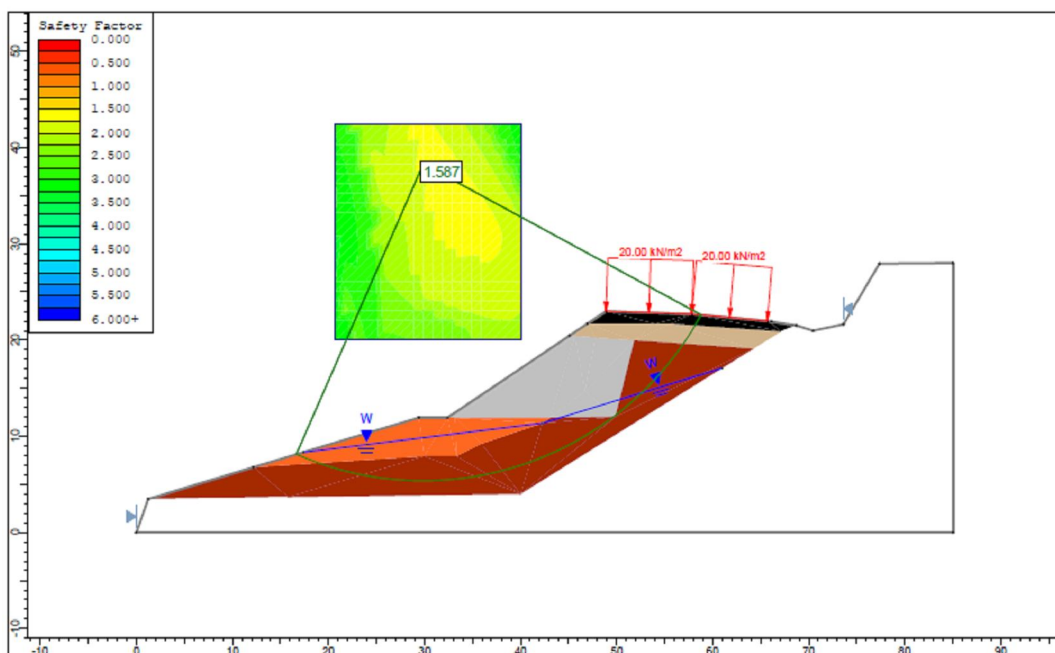


Figura 83: Aumento da plataforma substituindo parcela maior do material existente por material britado.

6.4.3 ATERRO MISTO

No caso dos aterros mistos, compostos pelos parâmetros obtidos dos ensaios contendo amostras multicamadas de material britado e pedaços de pneus picados, os valores do fator de segurança também foram satisfatórios, de 1,52 conforme Figura 84. Os valores obtidos foram semelhantes quando comparados com o aterro contendo somente material britado. A inserção de maior quantidade de material misto substituindo o solo existente, apresentado na Figura 85, acarreta em um incremento no coeficiente de segurança – 1,61, ultrapassando o valor previsto considerando somente material britado. Na lateral do talude considerou-se 1 metro de material britado sem mistura com pneus para confinar a estrutura.

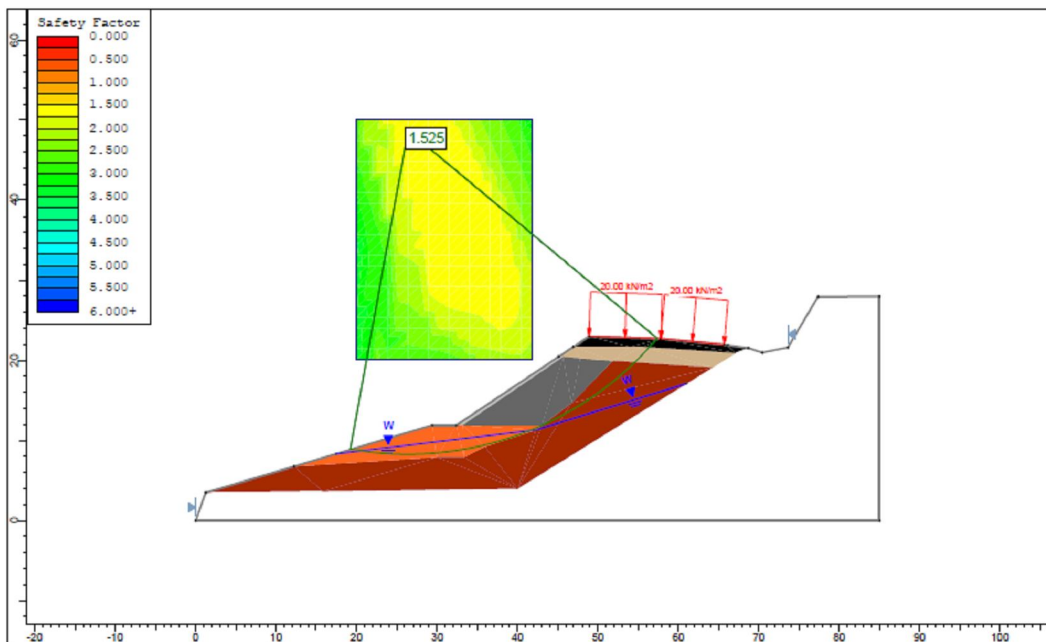


Figura 84: Aumento da plataforma substituindo parte do material com material misto.

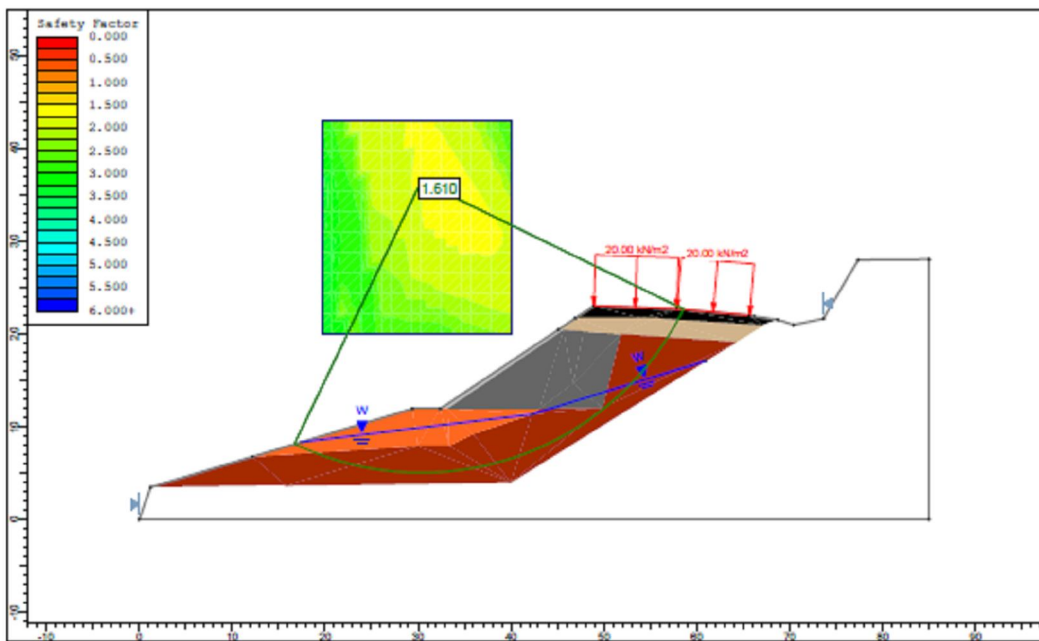


Figura 85: Aumento da plataforma substituindo parcela maior do material existente por material britado misturado a pneus picados.

6.4.4 ATERRO DE PEDAÇOS DE PNEUS

Neste caso considera-se apenas o preenchimento de pedaços de pneus. É importante enfatizar que foi considerado uma camada de 1 metro de espessura na lateral do talude de modo a confinar os pneus. Os valores obtidos, $FS = 1,49$, também foram satisfatórios e indicam a possibilidade de utilização do material como corpo de aterro rodoviário, conforme pode ser visto na Figura 86. O aumento da parcela de pneus picados inserido, conforme Figura 87, possui um valor semelhante de modo que a superfície de ruptura ocorre no próprio material. Analisando somente a ruptura abaixo da faixa onde os materiais foram inseridos, é possível verificar que a utilização de materiais mais leves apresenta fator de segurança maior ou igual a materiais convencionais ($\gamma: 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi: 31^\circ$ e $c: 20 \text{ kPa}$), conforme apresentado na Figura 88 e Figura 89. Ainda, como melhoramento tem-se o fato do material apresentar drenagem próxima de cascalhos, fato que aumenta a estabilidade do talude quando comparado ao material local que provavelmente teria uma elevação do nível d'água. Certamente por não ser um material convencional há necessidade de maiores análises, mas inicialmente é possível avaliar a possibilidade de utilizá-lo em casos de substituição de material, como uma alternativa de material leve.

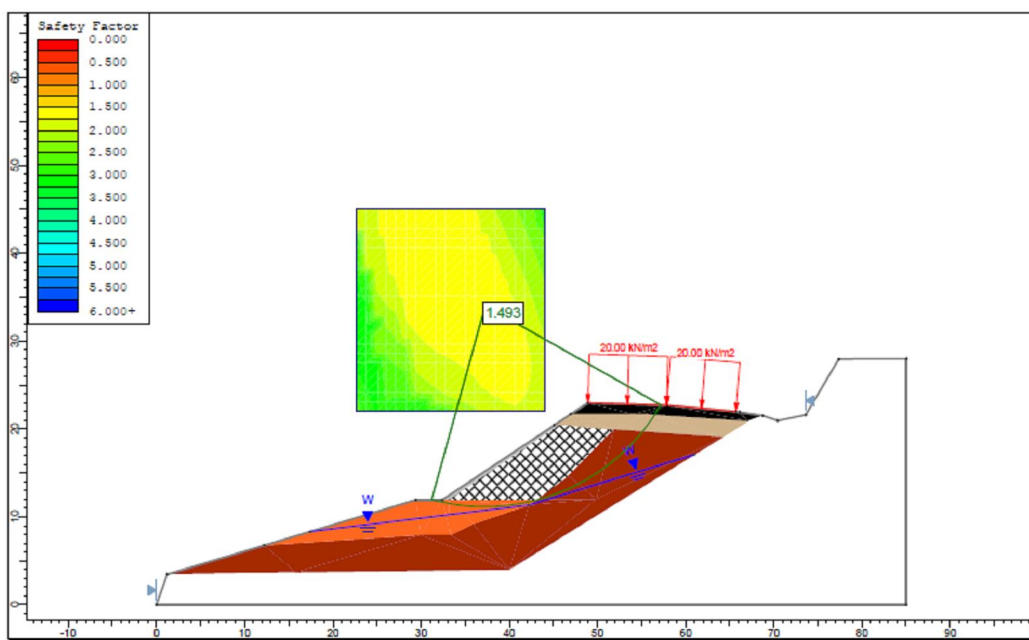


Figura 86: Aumento da plataforma substituindo parte do material com pneu picado.

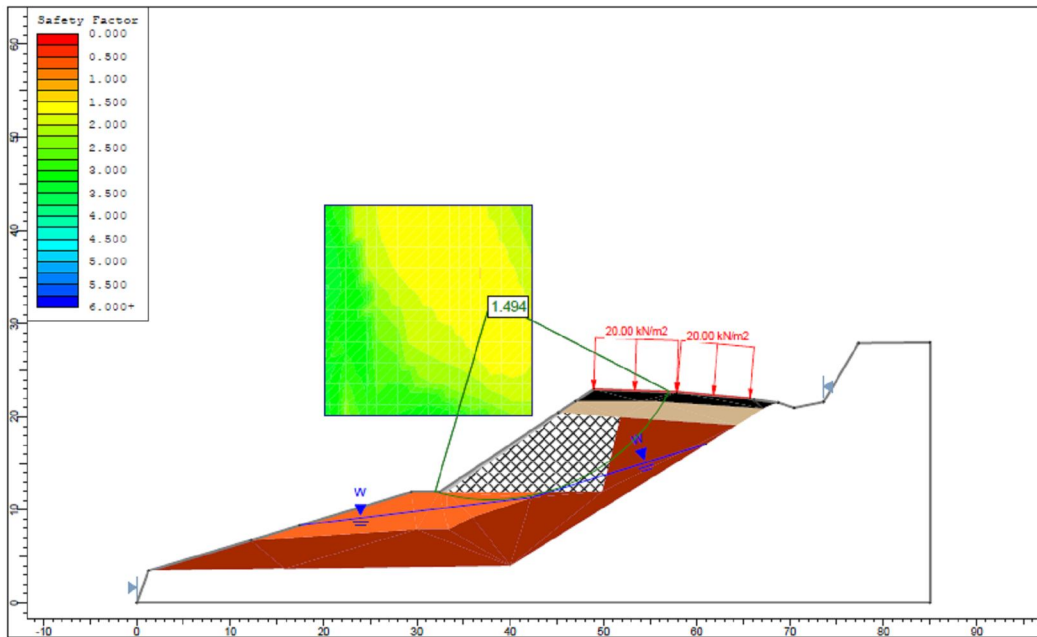


Figura 87: Aumento da plataforma substituindo parcela maior do material existente por pneus picados.

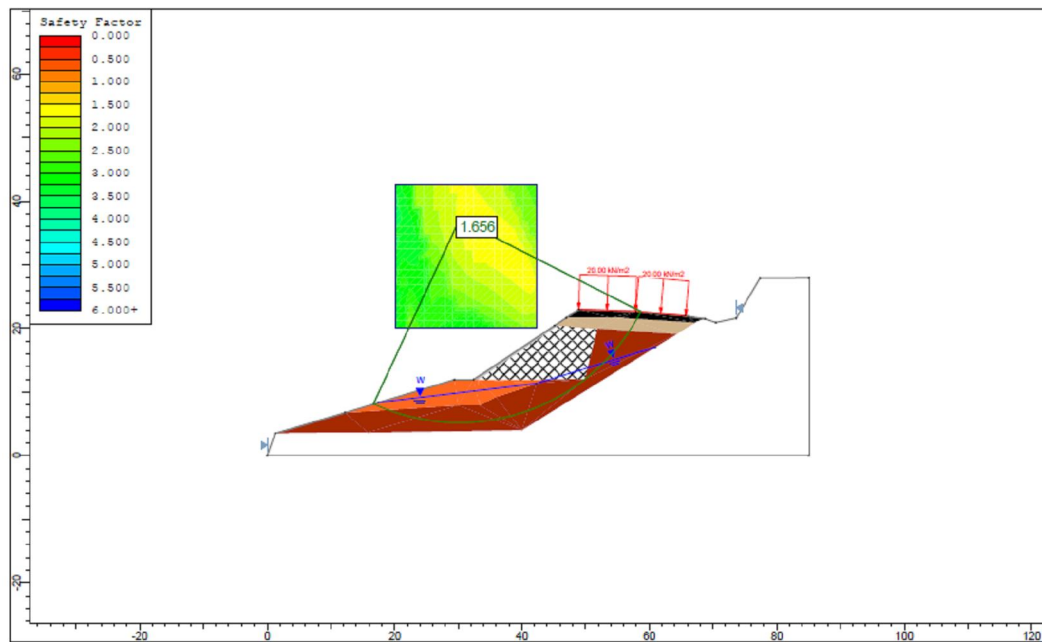


Figura 88: Análise da superfície de ruptura abaixo da porção de substituição do material utilizando somente pneus.

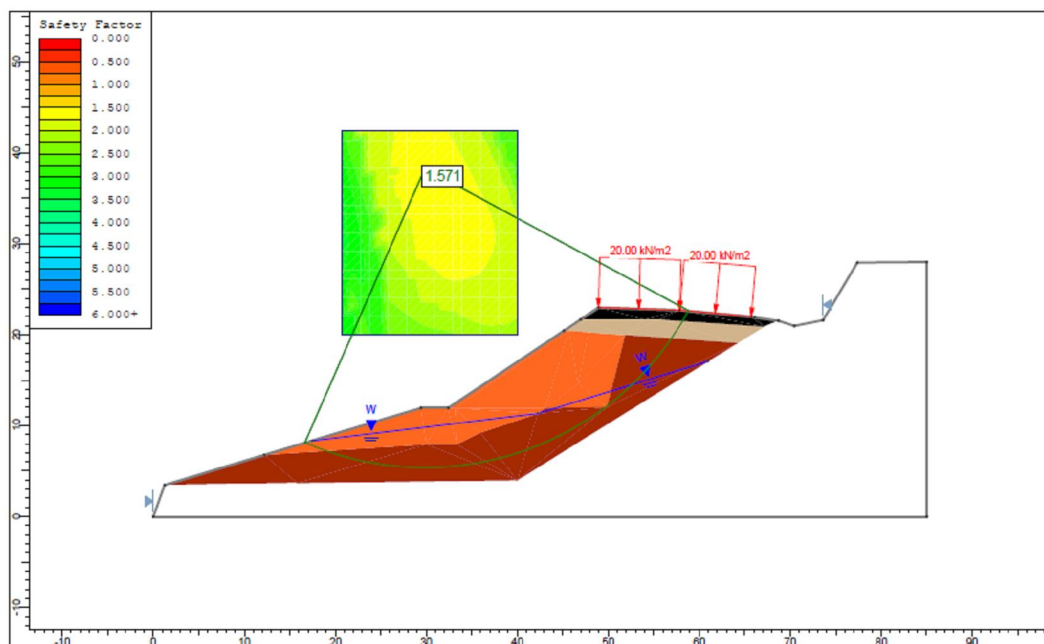


Figura 89: Análise da superfície de ruptura abaixo da porção de substituição do material utilizando materiais convencionais.

6.5 ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO PARA OS ATERROS CONTENDO PNEUS PICADOS

Referente ao ensaio de compressão confinada unidimensional, as deformações para amostras contendo somente pneus picados atingem valores de até 18% para tensões próximas de 300 kPa e de 5,5% no caso das amostras multicamadas. Grande parte destas deformações já são atingidas na execução do aterro e pelo seu peso próprio. Quanto aos ciclos de carregamento, o material multicamadas apresenta um comportamento tendendo a uma constante, fato percebido com menor intensidade no caso de amostras com somente pneus, de modo que para maiores repetições provavelmente também tornaria esse fato mais evidente. Os valores obtidos para a estrutura sanduíche são semelhantes ao da estrutura multicamadas, mas optou-se por utilizar os valores obtidos com as amostras multicamadas pois possuem estrutura semelhante à avaliada no ensaio triaxial.

Por tratar-se de um material drenante, com adensamento rápido, considera-se que as maiores deformações decorrentes do peso próprio do aterro já foram atingidas e apenas deve-se avaliar

as deformações resultantes das cargas aplicadas no tráfego. A Figura 90 apresenta a estrutura a ser analisada, indicando as camadas iniciais (pavimento e basalto decomposto), seguidas de uma divisão de metro em metro para avaliar a influência da carga.

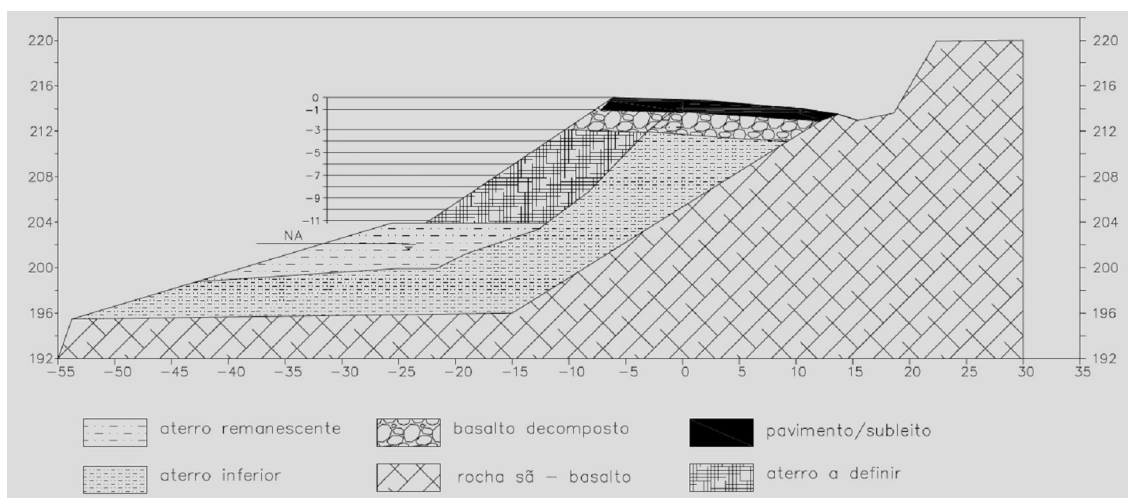


Figura 90: Camadas consideradas para análise de deformações.

Observando os valores médios de deformação obtidos através dos ensaios de carregamento e descarregamento para amostras com somente pneu picado e material multicamadas, é possível estimar a variação total da altura do aterro para as tensões previstas no local. Buscando avaliar a influência foram definidas as tensões normais a cada metro de profundidade e considerada a influência do carregamento devido ao tráfego, 20 kN/m², conforme NBR 11682:2009. Utilizou-se a distribuição de carga prevista pela Teoria da Elasticidade (Solução de Newmark) (PINTO, 2002), considerando a redução da influência da carga de acordo com a profundidade do aterro. As tensões máximas atingiram 181,44 kN/m² para aterro multicamadas e 143,4 kN/m² para apenas pneus picados, sendo que os primeiros 3 metros são constantes para ambas as estruturas e consideram a estrutura padrão de pavimento, subleito e aterro convencional, além da sobrecarga. Com a variação dos valores a cada metro, apresentados Quadro 34, foram determinadas (conforme os gráficos de carregamento e descarregamento obtidos nos ensaios de laboratório), as deformações médias esperadas. Os valores médios apresentam uma deformação total de 0,05m no caso do aterro multicamadas e 0,1773m para apenas pneu picado como corpo do aterro, ambos para 8 metros de corpo de aterro, abaixo da estrutura padrão de 3 metros. A previsão de deformação pode ser utilizada como referência para controle da compactação do corpo do aterro. Através do gráfico da Figura 91, obtido com os

dados observados nos ensaios das amostras multicamadas e com apenas pneus picados, é possível avaliar e prever as deformações de aterros de alturas até 11 metros, com condições de contorno semelhantes. Importante salientar que há influência de diversos fatores, como o atrito da parede do molde utilizado no ensaio de compressão confinada unidimensional, falta de controle das condições de contorno, além de tratar-se de um material não convencional (pedaços de pneus).

Quadro 34: Deformações estimadas para o aterro conforme ensaios de laboratório de compressão unidimensional.

Peso Específico (kN/m ³)	Espessura da camada (m)	Cota de topo da camada (m)	Tensão Normal (kN/m ²)	Influência da tensão de 20 KN/m ²	Deformações médias por camada (%)
24	1	0	0	20	0
20	1	-1	24	44	0
	1	-2	44	63,92	0
12,8 (Aterro Multicamadas)	1	-3	64	83,76	0,22
	1	-4	76,8	96,32	0,34
	1	-5	89,6	108,8	0,44
	1	-6	102,4	120,8	0,54
	1	-7	115,2	132,8	0,61
	1	-8	128	145,44	0,67
	1	-9	140,8	157,2	0,71
	1	-10	153,6	169,44	0,74
	1	-11	166,4	181,44	0,75
	TOTAL (cm)				5,02 cm
8 (Somente pneus)	1	-3	64	83,76	1,86
	1	-4	72	91,52	1,93
	1	-5	80	99,2	1,98
	1	-6	88	106,4	2,00
	1	-7	96	113,6	2,01
	1	-8	104	121,44	2,01
	1	-9	112	128,4	2,00
	1	-10	120	135,84	1,98
	1	-11	128	143,04	1,95
	TOTAL (cm)				17,72 cm

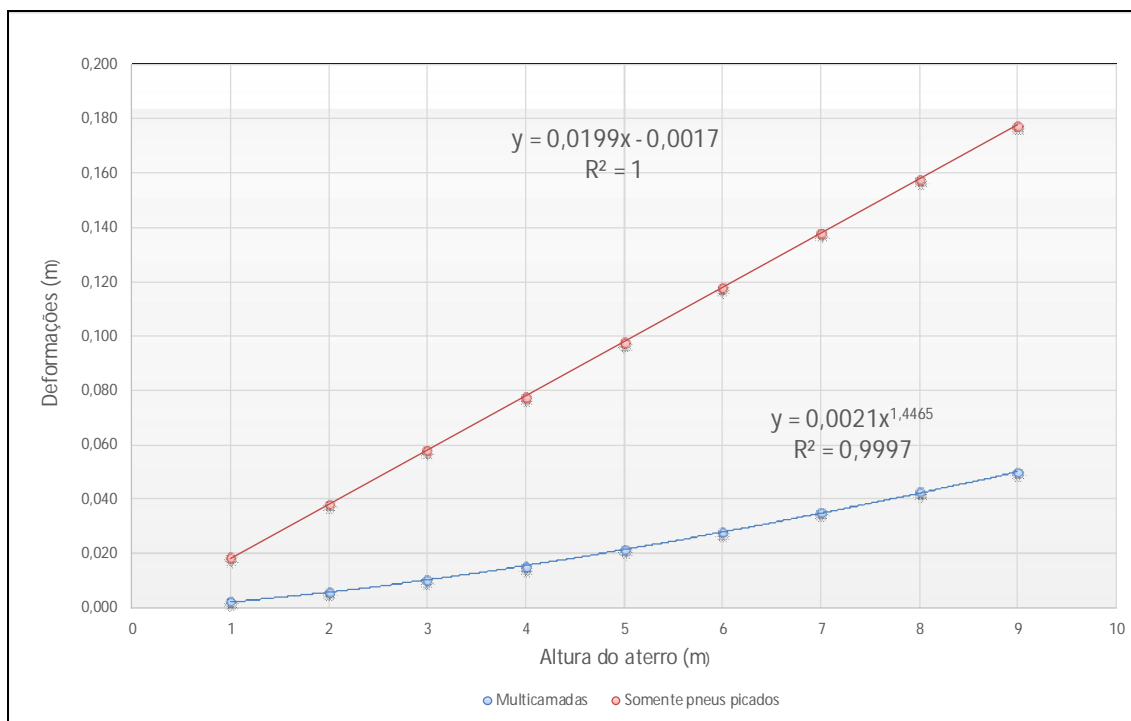


Figura 91: Comportamento da altura do aterro (m) x deformação (m).

Esses valores servem de referência para que a fiscalização da obra possa fazer um monitoramento das deformações e nivelar o solo. O nivelamento deverá ser realizado com material granular convencional, e quando for atingida a deformação prevista e estas estiverem praticamente cessadas deve-se executar a camada final do pavimento. A previsão dos recalques pode auxiliar na escolha de métodos de deformação mais rápidos considerando que as deformações sejam rápidas para o material, pois não retém água. As deformações maiores devem acontecer já no momento da obra.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Conforme apresentado, o desenvolvimento da região de estudo indica a necessidade de aumento de capacidade da rodovia para permitir maior segurança e crescimento econômico para os usuários da via. Buscando interferir o mínimo possível no trecho avaliado sugere-se não indicar a execução de cortes em rochas no lado direito da via nestes trechos mais críticos, principalmente para não interferir no tráfego local, bem como não mudar a geometria do talude a montante em locais críticos. A plataforma para implantação de mais uma faixa de tráfego sugeriu a adoção de uma seção tipo composta por divisão física com *new jersey*, de modo a proporcionar segurança ao usuário e reduzir a largura final da plataforma. Os acostamentos foram extintos neste trecho para diminuir os impactos quanto ao tamanho final da seção de alargamento, e contribuíram para a estabilidade do talude. Há possibilidade de variar os tamanhos dos acostamentos, de modo que a redução da seção, desde que assegurada a segurança dos usuários, apresenta grande impacto na estabilidade do talude.

As descrições feitas no local estudado evidenciam a necessidade de intervenções à jusante de talude, mesmo que seja só para manter a plataforma atual, fato este que fomenta a avaliação de soluções geotécnicas no lado esquerdo da via. Através das análises realizadas, a utilização de pedaços de pneus misturados ou não a materiais britados permite a execução do aterro para aumento da plataforma sem a necessidade de execução de estrutura de contenção. No caso de manter o solo local, os estudos indicam que seria necessária a execução de contenções para estabilizar o talude. Deste modo a substituição se torna atraente, pois permite que seja mantida a estrada vicinal sem a necessidade de executar uma obra de contenção. Em todas as análises realizadas, a seção estudada considerou 3 metros de materiais convencionais acima da estrutura a ser analisada, principalmente para evitar influência do material na camada final do pavimento. Sendo assim, esta avaliação é válida para aterros de 3 a 11 metros de altura e considera-se que o pavimento não será influenciado pelo material, visto que só será executado após as deformações cessarem. Futuros trabalhos poderão avaliar a influência do material de aterro no pavimento nas condições consideradas nesta pesquisa. Ainda, tanto para estruturas com somente pneus picados, como multicamadas, utilizou-se uma cobertura lateral de 1 metro de espessura com material britado. A utilização desta cobertura busca confinar o material e

evitar o seu aquecimento por irradiação (de acordo com dados da revisão bibliográfica). Também foi considerada a utilização de geotêxtil em todas as camadas, para manter as boas condições de drenagem do material.

Sobre os ensaios realizados, mesmo que não seja usual a realização de cisalhamento direto para materiais britados mais grosseiros e pneus picados, os resultados para as amostras com pneus picados atingiram valores próximos dos apresentados na literatura, com coesão de 25 kPa e ângulo de atrito de 18°. Os valores obtidos para as amostras do ensaio triaxial contendo material britado também apresentaram valores próximos aos esperados, com ângulo de atrito de 46°. A realização de ensaios triaxiais considerando camadas intercaladas de pneus picados e material britado permitiu avaliar a influência do pneu, apresentando uma redução do ângulo de atrito para 40° e do peso específico de 16 para 12,8 kN/m³. Os valores demonstram uma perda do peso específico, benéfica para o fator de segurança global, acompanhada de uma redução no ângulo de atrito. Mesmo que a redução do ângulo de atrito seja negativa para a análise de estabilidade, há uma relação entre os valores de ângulo de atrito e peso específico que mantém bons valores de fator de segurança para a estrutura avaliada. A utilização dos resultados obtidos com as amostras reduzidas certamente não reproduz as reais condições de campo, mas através da comparação com dados existentes, os valores obtidos estão próximos dos esperados. Mesmo que não tenham sido realizados ensaios de condutividade hidráulica, utilizou-se dados literários para enfatizar a eficiência drenante dos pneus picados.

Nos resultados dos ensaios dos materiais combinados (pneus picados e materiais britados), é perceptível a influência do comportamento dúctil influenciado pela presença do material elástico. O comportamento típico de aumento da tensão desviadora até um pico seguido de uma grande perda para os materiais britados é substituído por aumento gradual e com um pico mais retardado, seguido de uma queda menor da tensão quando realizado com materiais combinados.

Para o solo local, utilizou-se de diversos parâmetros já determinados para solos próximos à área de estudo, além das condições locais avaliadas através de inspeção de campo e sondagens. Com esses dados foi possível determinar parâmetros geotécnicos do corpo de aterro existente através da retroanálise realizada. O ângulo de atrito obtido variou de 28° a 31° e a coesão de 4 a 7 kPa, respectivamente para o aterro remanescente superior e inferior.

O ensaio de compressão confinada unidimensional buscou analisar a influência das amostras de pneus picados misturado aos materiais britados, bem como estruturas considerando apenas amostras de pneus picados. Assim como foi apresentado pela literatura, as amostras contendo apenas pneus picados sofrem grande deformação inicial, seguida de deformações elásticas tendendo a estabilização. Quando o material britado é inserido nas amostras, alternando as camadas, ocorre uma diminuição considerável nestas deformações. Para as condições analisadas de acordo com a seção definida, considerando 11 metros de aterro, sendo os 3 primeiros de materiais convencionais as deformações são estimadas em 5 cm para amostras contendo multicamadas e 18 cm para amostras contendo somente pneus picados. A repetição de ensaios, considerando o intervalo de carregamento do aterro, pode determinar o número de ciclos necessários para a estrutura estabilizar e poder receber a pavimentação final. A variação da deformação de acordo com a profundidade do aterro demonstra um comportamento dúctil para as amostras de pneus picados. As curvas de deformação para as amostras com somente pneus picados e estes misturado a materiais britados são bem diferentes e demonstram uma grande diferença de deformações aumentando conjuntamente com a profundidade do aterro.

Os estudos apresentados nesta pesquisa indicam a possibilidade de utilização de pneus inservíveis triturados na execução de aterros confinados. Há possibilidade de utilização destes misturados em multicamadas a materiais granulares, bem como isolados. A sua utilização deve prever o confinamento da estrutura, de modo que as análises consideram sempre o confinamento mínimo superior de 3 metros abaixo da superfície superior do pavimento, e 1 metro lateralmente, considerando uma inclinação de 1:1,5 (V:H). Desse modo a estrutura, desde que realizados mais estudos, poderá ser utilizada como uma opção de aterros leves buscando estabilidade nos taludes de meia encosta necessários para aumento da plataforma rodoviária analisada.

Ao contrário de estudos para solos granulares menos grosseiros misturados a pneus picados, não houve incremento na resistência da estrutura, mas os parâmetros geotécnicos obtidos, mesmo que para amostras de escala menor, representam a possibilidade de utilizar os materiais em obras reais. Espera-se que os parâmetros de resistência obtidos com materiais em tamanho real sejam semelhantes, ou até mesmo maiores. Maiores pelo fato dos parâmetros de resistência geralmente encontrados para aterros de pedra e também pela presença de pedaços de pneus mais estruturados que não foram considerados na pesquisa (pois tornou-se

impossível diminuir suas dimensões manualmente, pela dureza apresentada). As deformações percebidas foram bastante plásticas nos primeiros carregamentos e após a acomodação apresentaram um comportamento elástico. Considerando a estrutura avaliada, a utilização de material britado junto a pneus, diminui cerca de 70% as deformações ocorridas considerando somente aterro de pneus. Mesmo assim, as deformações esperadas para ambos os casos analisados podem ser monitoradas e sanadas com um bom planejamento da obra, uma vez que o material apresenta deformações rápidas. O trecho onde for utilizado aterro com pneus picados ou estes combinados com material britado poderá ser utilizado como caminho de serviço, e aberto ao tráfego sem executar seu pavimento final. Após observadas as deformações previstas, poderá ser executada a camada final de pavimento. Importante neste caso é refinar os estudos para permitir melhor determinação das deformações.

Conforme o estudo realizado na seção avaliada, o aumento da plataforma sem substituição do material e mantendo a estrada vicinal existente, acarretaria na execução de um muro de contenção. A substituição do material diminui o peso próprio da estrutura, e aliado a sua alta condutividade hidráulica, promove maior fator de segurança. A substituição do material existente eliminou a superfície de ruptura crítica e aumentou o fator de segurança para os materiais avaliados. Exclusivamente para a seção avaliada, com a substituição de material existente pelos materiais avaliados, aliado ao tamanho reduzido da plataforma, não são necessárias grandes mudanças na geometria do talude, possibilitando a manutenção da estrada vicinal.

A utilização de pneus inservíveis possui pontos fortes que podem ser pilares para mais estudos de sua utilização, como possibilidade de destinação e substituição de materiais nobres. Já existe um mercado bastante desenvolvido na reciclagem de pneus para diversos usos: na composição do asfalto, fabricação de pisos, tapetes de carro, recauchutagem de pneus, entre outros, de modo que a utilização em aterros é também uma possibilidade que poderá ser melhor avaliada e negociada. Analisando a seção de estudo com substituição da área de aterro, e considerando a seção padrão para os 260 metros analisados, tem-se um volume aproximado de 19.000 m³ de material. Essa substituição geralmente utilizaria materiais nobres de reposição. Considerando as estruturas multicamadas, provavelmente reduziríamos quase pela metade a utilização de materiais nobres, substituídos por pneus triturados nesse caso, e até quantidades maiores em caso de aterros somente com pneus picados. Esses valores podem ser ainda maiores dependendo do tipo de obra e adoção deles

para seções maiores. Obviamente a utilização destes deve ser facilitada pela existência de pneus inservíveis próximos ao local ou de fácil acesso. Um fator importante a ser avaliado é a possibilidade de se obter este material nas proximidades, avaliando a existência de centros de reciclagem.

Os valores de fator de segurança obtidos foram maiores que 1,3, atingindo praticamente o valor de 1,5 para utilização de somente pneus e maiores para o caso do aterro composto por multicamadas. Analisando a superfície de ruptura abaixo do material, observa-se um incremento do fator de segurança tendo em vista a utilização de material leve, fato positivo para rupturas planares típicas de regiões que apresentam grandes massas de colúvio. Nas seções multicamadas foram utilizadas razões em peso aproximadamente de 20:80 (pneus picados/material britado) e de 40:60 em volume, de modo que outras combinações poderiam ser avaliadas para determinar limites de incremento deste material.

Outra possibilidade, não avaliada nesse estudo, é redução de esforços horizontais em estruturas de contenção, como na utilização de EPS por exemplo. No caso do projeto de estruturas de contenção a utilização de solos mais leves como pneus, possivelmente podem gerar esforços menores sobre as estruturas. Valores utilizados para cálculo de empuxo ativo devido à presença de pneus picados podem ser menores que os obtidos diretamente pela relação com o ângulo de atrito. Criar protótipos para avaliar a influência de aterros com pneus no dimensionamento de estruturas de contenção é um ponto importante.

Como sugestão para próximos trabalhos, recomenda-se a criação de protótipos em tamanhos maiores que permitam a avaliação de aterros multicamadas contendo rocha e pedaços de pneus, bem como a construção de protótipos de estruturas de contenção que permitam medir os parâmetros necessários para seu dimensionamento. Os protótipos podem utilizar a curva granulométrica determinada nessa pesquisa como base e avaliados materiais de dimensões maiores com curvas paralelas. Também como possibilidade para futuros trabalhos, torna-se interessante a realização de maior número de ensaios prevendo as deformações do corpo do aterro para diferentes carregamentos, alturas e diâmetros de materiais, buscando assim criar um ábaco que permita estimar valores de deformação que possam ser utilizados no dimensionamento dos aterros. Novas relações de peso e volume entre materiais britados e pneus picados poderiam ser avaliadas para buscar a melhor relação entre ângulo de atrito e peso específico a ser usado na estrutura.

REFERÊNCIAS

Agência Nacional de Águas (ANA). Dados Hidrológicos: Séries Históricas. Disponível em: <http://hidroweb.ana.gov.br/>, acessado em 16 de junho de 2014.

AHMED, I. **Laboratory Study on Properties of Rubber-Soils**. 1993. 335 f. Final Report. Joint Highway Research Project. Department of Civil Engineering Purdue University West Lafayette Indiana, 1993.

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. Edição digital 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: 1984 - Versão Corrigida. Rio de Janeiro, 1988.

Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos (ANIP). 2013. Disponível em: www.anip.com.br, acessado em 14 de maio de 2014.

ATTON, M.F. The use of shredded waste tires to improve the geotechnical engineering properties of sands. *Environmental Geology Journal*, Springer, Germany, vol.49, nº4, p. 497-503. 2005.

AUDÉOD, B.; LONG, N.T. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Nuremberg. 1986.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização Geológico-Geotécnica voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica. **In: 1ª. COBRAE, Rio de Janeiro. Anais. ABMS/ABGE**, v.2, p. 721 -733. 1992.

AZAMBUJA, M.A. E.; AZAMBUJA, E.; NANNI, A.S.; UMANN, L. V.; STRAUSS, M. Cadastro de Instabilidades e Projetos de Obras de Estabilização na RS 122 – Trecho entre São Vendelino (RS) e Nova Milano (RS). Vol 1, Cadastro e Manifestações Geotécnicas de Instabilidade, 2001a. 139 f. DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (Rio Grande do Sul).

AZAMBUJA, M.A. E.; AZAMBUJA, E.; NANNI, A.S.; UMANN, L. V.; STRAUSS, M. Cadastro de Instabilidades e Projetos de Obras de Estabilização na RS 122 – Trecho entre São Vendelino (RS) e Nova Milano (RS). Vol 2, Projetos Complementares. 2001b. 35 f. DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (Rio Grande do Sul).

BOSSCHER P.J.; EDIL T.B.; KURAOKA, S. Design of Highway Embankments Using Tire Chips. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. P.295-304. 1997.

BOSSCHER PJ, EDIL TB, ELDIN N. Construction and performance of shredded waste tire test embankment. (Transportation research rec. no. 1345.) **Transport Research Board**, Washington,D.C. p. 44–52. 1992.

BOURSCHEID ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE. Aumento de capacidade da rodovia ERS/122 – Trecho São Vendelino – Nova Milano: Plano Funional. Porto Alegre, 2011.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. ITAIMBEZINHO E FORTALEZA - Excursão virtual aos Aparados da Serra – RS. Disponível em:
http://www.cprm.gov.br/Aparados/ap_geol_pag01.htm. Acesso em: agosto 2012

CRUDEN, D.M. A simple definition of a landslide. Bulletin of the international Association of Engineering Geology. n.43, p.27-29. 1991.

CRUDEN, D.M.; VARNES, D.J. Landslide Types and Processes. In: Turner, A.K.; Shuster, R.L (eds.), **Landslides Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report 247**, National Research Council, Washington D. C., p. 36-75, 1996.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. Slope Stability in Residual Soils. In: 4th PCSMFE, Puerto Rico, Proc., **State of the Art** Volume, p. 87-170, 1971.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (Rio Grande do Sul). Normas de Projetos Rodoviários. Volume 1. Porto Alegre, 1991.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (Rio Grande do Sul). Especificações Gerais: DAER-ES-T 05/91. Porto Alegre, 1998.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (Rio Grande do Sul). (ACERVO). GEIPOT - Grupo Executivo de Integração da Política de Transportes/KAMPSAX. FINAL ENGINEERING. São Sebastião do Caí – Farroupilha. Highway RS 4 LOT 62. Tender Documents. Construction Drawings. Porto Alegre, 1967.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE (Brasil). DNER-PRO381-98: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE (Brasil). DNIT 134/2010: ME. Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE (Brasil). Norma DNIT 108/2009-ES: Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

GEOFOAM RESEARCH CENTE, Route 23A, Jewett County, New York. Syracuse University Syracuse. Nova York, 2000. Disponível em: <http://geofoam.syr.edu/GRC_rt23a.asp>. Acessado em 03 de junho de 2014.

GEOFOAM RESEARCH CENTER, County Trunk Highway "A", Bayfield County, Wisconsin. Syracuse University Syracuse. Nova York, 2000. Disponível em: http://geofoam.syr.edu/GRC_bayfd.asp. Acessado em 03 de junho de 2014.

GEOFOAM, GEOFOAM.ORG. 2014. Copyright-2014 AFM Corporation. All rights reserved. AFM is a registered trademark of AFM Corporation, Lakeville, MN. Disponível em: <http://www.geofoam.org/>, acessado em 29 de maio de 2014.

GERSCOVICH, D.M.S. **Estabilidade de Taludes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2012. Edição Digital 2014.

HOFF I.; WANT, A.; OIETH, E.; EMDAL A.; AMUNDSGARD, K. O. (2002). Light weight aggregate (LWA) used in road pavements. Disponível em: <http://www.weber.com.pt/uploads/media/LightWeightAggregateRoadPavements.pdf>, acessado em 14 de julho de 2014.

HUMPHREY D. N., KATZ L. E., BLUMENTHAL M. (1997). Water quality effects of tire chip placed above the ground water table. (ASTM STP 1275: testing soil mixed with waste or recycled materials.) **American Standard For Testings and Materials**, West Conshohocken. Pennsylvania. p. 299–313. 1997.

HUMPHREY, D. N.; MANION, W. P. Properties of tire chips for lightweight fill. Conference Proceeding Paper. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE. New York, p. 1344-1355, 1992.

INDRARATNA, B.; IONESCU, D.; CHRISTIE, H. D. Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests. University of Wollongong. Department of Civil and Mining Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol.124 (5), p.439-449, 1998.

KLINCEVICIUS, M. G. Y. **Estudo de Propriedades, de Tensões e do Comportamento Mecânico de Lastros Ferroviários**. 2011.146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo 2011.

LACERDA, W. A. Comportamento Geotécnico de Massas Coluviais. **3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul (3º GEOSUL)**, Joinville, Santa Catarina. Anais: ABMS, p. 219-231, 2002.

- LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. Movimentos de Massas Coluviais. **In: Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas**, Rio de Janeiro (RJ), Anais: Clube de Engenharia, Rio de Janeiro (RJ), p. III-119, 1985.
- LEE, J.H. ; SALGADO, R.; BERNAL A, LOVELL CW. Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill. **J Geotechnol Geoenviron Eng** **125**. p. 132–141. 1999.
- LEINZ, V.; AMARAL, S. E. **Geologia geral**. 7 ed. São Paulo: Nacional, 397p.,1978.
- LEROUEIL, S.; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.; LOCAT, J.; LEE, H.; FAURE, R. Geotechnical Characterization of Slope Movements. In: INT. SYMP. ON LANDSLIDES. 7th. Trondheim. Proc., v.1, p.53-74. 1996
- LOWE, J. Shear strength of coarse embanment dam material. In: Huitième congress des grands barrages, p. 745-761. 1964.
- MACIEL FILHO, C.L. **Introdução à geologia de engenharia**, 2ª Ed. Santa Maria: UFSM; Brasília:CPRM. 284p.1997.
- MALYSZ, R. **Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação**. 2004. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- MARTINELLO, I. A. **Estudo de Condicionantes Hidráulicas de uma Ruptura de Talude em São Vendelino (RS)**. 2006. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997.
- NUMMER, A.V. **Parâmetros Geológico-Geotécnico Controladores dos Movimentos de Massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati (RS)**. 2003. 220 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.
- PATRIARCA, M. A. A.; **Utilização de Materiais de Aterro Leves no Domínio das Obras Geotécnicas**. 2012. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.
- PERAZZOLO, L. **Estudo de Comportamento de Dois Taludes da Formação Serra Geral**. 2003. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. A Study on the Residual Shear Strength of two Unstable Slope in the State of Rio Grande do Sul, **22º Conferência**

Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas (2º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABMS/ABGE, p. 443-452, 1997.

PINHEIRO, R.J.B. **Estudo de Alguns Casos de Instabilidade da Encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul**. 2000. 318 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. et al. (1998). Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos do estado do Rio Grande do Sul. **In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11**. Brasília. Anais . Brasília: ABMS, 1998. 3v. v.1, p.35-42.

PRIKRYL, W., WILLIAMMEE, R., WINTER, M.G. Slope failure repair using tyre bales at Interstate Highway 30, Tarrant County, Texas, USA. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*. **Geological Society of London**, p. 377-386. 2005.

REDDY, K.R.; STARK, T.D.; MARELLA, A. Beneficial Use of Shredded Tires as Drainage Material in Cover Systems for Abandoned Landfills. **Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management**, ASCE, Vol 14, nº 1, January, p. 47-60. 2010.

RIGO, M. L. **Resistência ao Cisalhamento Residual de Alguns Solos Saprolíticos de Basalto do Estado do Rio Grande do Sul**. 2000. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SAYGILI, A.; BAYKAL, G.; EDINÇLILER, A. Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction. **Waste Management** **30**, p. 1073-1080, 2010.

SCHNAID, F., Odebrecht, E. **Ensaio de campo e sua aplicação à engenharia de fundações**. 2 ed. – São Paulo: Oficina de Textos. 223p.2012.

SENEZ, P. C.; Estudo do Comportamento de Solos Reforçados para Aplicação em Obras Geotécnicas – Avaliação do Comportamento de Solos reforçados com Borracha Moída de Pneus Inservíveis para Aplicação em Obras Geotécnicas. Programa Institucional de Iniciação Científica do CNPq. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2012.

SILVEIRA, R. M. **Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS)**. 2008. 301 f. Tese (Doutorado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

SILVEIRA, R. M. **Propriedades Geotécnicas dos Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. 2003. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SIMM, J.D., WALLIS, M.J. & COLLINS, K. Sustainable re-use of tyres in port, coastal and river engineering: guidance for planning, implementation and maintenance. **HRW Report EX 5070**. HR Wallingford, Wallingford. 2004.

SKEMPTON, A. W.; HUCTIONSON, J N. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations, **State-of-the-art Reports**, 7th ICSMFE, Mexico, Proc.: State-of-the-art vol., p.291-340, 1969.

SOARES, J. E. S.; POLITANO, C. F. Deslizamento de Massa de Solo de Grandes dimensões, Encosta de Piraquara, **2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (2º COBRAE)**, Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABMS, p. 475-484, 1997.

PINTO, C.S.. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

SOUZA, A. N. **Muro de contenção utilizando pneus: análise e alguns comparativos de custos**. 2002. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

TWEEDIE J., HUMPHREY D. N., SANDFORD. **Tire chips as lightweight backfill for retaining walls—phase II**. The New England Transportation Consortium. Department of Civil and Environmental Engineering. University of Maine, Orono, Maine, 1998. Disponível em: <http://www.uvm.edu/~transctr/pdf/netc/netcr08.pdf>, acessado em 02 de julho de 2014.

VANACÔR, R. N. **Sensoriamento Remoto e Geoprocessamento aplicados ao mapeamento das áreas susceptíveis a movimento de massas na região nordeste do Estado do Rio Grande do Sul**. 2006. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

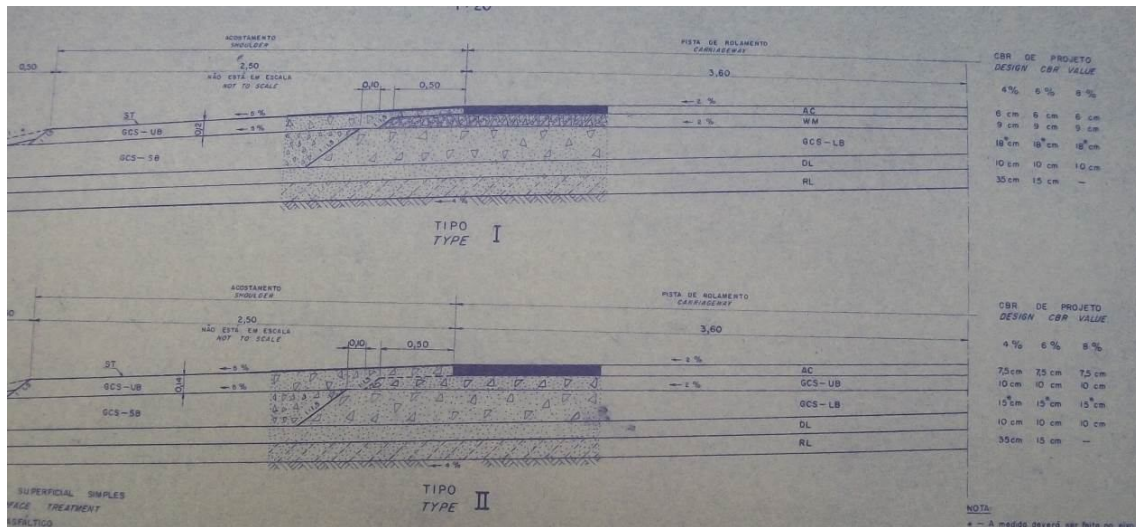
VARNES, D.J. Slope Movement and Types and Processes, In: Schster, R. L. Krizek, R.J. (eds.), Landslides, Analysis and Control. **Transportation Research Board Special Report 176**, National Academy of Sciences, Washington D.C., p. 11-33, 1978.

WEBER, Saint-Gobain Weber Portugal S.A (Geo Leca). Technical specification for the use of lightweight expanded clay aggregate (optiroc Iwa) as a general backfill material. 2002. Disponível em: <http://www.weber.com.pt/uploads/media/TechSpecsBackfill.pdf>, acessado em 14 de julho de 2014.

YOON, S.; PREZZI, M.; SIDDIKI, N.Z.; KIM, B. Construction of a test embankment using a sand–tire shred mixture as fill material. **Waste Management 26**, p. 1033-1044, 2006.


YOUWAY, S.; BERGADO, D.T. Numerical analysis of reinforced wall using rubber tire chips–sand mixtures as backfill material. **Computers and Geotechnics 31**, p.103-114, 2004.

ANEXO A



	ST	TREATAMENTO SUPERFICIAL SIMPLES SINGLE SURFACE TREATMENT
	AC	CONCRETO ASFÁLTICO ASPHALTIC CONCRETE
	WM	MACADAME HIDRÁULICO WATERBOUND MACADAM
	GCS-UB	PEDRA BRITADA GRADUADA PARA PARTE SUPERIOR DA BASE GRADED CRUSHED STONES FOR UPPER PART OF BASE
	GCS-LB	PEDRA BRITADA GRADUADA PARA PARTE INFERIOR DA BASE GRADED CRUSHED STONES FOR LOWER PART OF BASE
	GCS-SB	PEDREGULHO OU ROCHA GRADUADO BRITADO PARA SUB-BASE GRADED CRUSHED GRAVEL OR ROCK FOR SUBBASE
	DL	CAMADA DE DRENAGEM DRAINAGE LAYER
	RL	CAMADA DE REFORÇO REINFORCEMENT LAYER

ANEXO B

		RW - GEOLOGIA E GEOTECNIA LTDA.				Data: 23/01/01	
		PERFIL DE SONDAGEM				Prefixo: 815/01	
CLIENTE: ENECON S/A		OBRA: Contenção de Encosta - RS 122 - Km 0+070 LE 9m				Sondagem nº: SM-01	
Cota em Referência ao R. N.		N.º DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		AMOSTRAS		Profundidade da Camada	
Nível d'água		N.º de golpes		PERCUSSÃO		AMOSTRADOR	
		1.º e 2.º		10 20 30 40		Ø INT 1 3/8" (34,9 mm)	
		3.º e 4.º				Ø EXT 2" (50,8 mm)	
		5.º e 6.º				PESO - 65 Kg	
		7.º e 8.º				ALTURA DE QUEDA = 75 cm	
		9.º e 10.º				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
N.º A. NFD		29%					Matacões, pedras e pedregulhos de basalto com argila arenosa de cor marrom. (Colúvio).
265		13%				3,80	
		20%				4,75	Rocha basáltica, cor cinza, presença de pequenos geodos, pouco fraturada.
		97%				6,90	Rocha basáltica, cor cinza com algumas passagens cinza-amarronzadas, pouco fraturada, fraturas preferencialmente subhorizontais, algumas abertas.
260		100%					Limite de sondagem.
		100%					Obs.: NFD = Não foi definido o N. A.; furo fechou ao ser retirado o revestimento.
							Obs.: Km 0 = Km 44 + 211,40

Esc: 1:100	80 60 40 20	Des.:	Geólogo: <i>[Assinatura]</i>
	Recuperação %		
	Fragmentos P/m		
	BOTATIVA		

