

**LEANDRO FRANCO TABORDA**

**ANÁLISE DE UM PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO COM BASE  
EM SOLO, CAL E CINZA VOLANTE**

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** na modalidade acadêmica.

Porto Alegre  
Setembro, 2012

**LEANDRO FRANCO TABORDA**

**ANÁLISE DE UM PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO COM BASE  
EM SOLO, CAL E CINZA VOLANTE**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção de Mestre em Engenharia e aprovada 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, 14 de setembro de 2012.

Prof. Washington Peres Núñez  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil  
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho  
PhD pela University of Leeds, Grã Bretanha  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Antônio Fortunato Marcon (UFSC)**  
Dr. pelo Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), Brasil

**Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)**  
D.Sc. pela Coordenação de Programas de Pós-Graduação em  
Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro  
(COPPE/UFRJ), Brasil

**Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFSM)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
(PPGEC/UFRGS), Brasil

Dedico esse trabalho aos meus familiares,  
em especial a Débora e ao meu filho  
Felipe que souberam compreender  
os momentos de ausência.

## AGRADECIMENTOS

### *Agradeço, com profundo reconhecimento:*

- ao Prof. Washington Peres Núñez, orientador, incentivador, pelo intercâmbio de ideias e pela sábia orientação;
- agradeço a todos os professores do PPGEC, pelo incentivo e colaboração durante o transcorrer do curso;
- a Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade que me foi dada;
- em nome do Eng<sup>o</sup> Mauro Machado Junior, meus sinceros agradecimentos a Braskem pela cedência da documentação, da área de estudo e do auxílio financeiro para a extração das amostras;
- ao técnico em segurança Sr. João Carlos Pereira, meu reconhecimento pelos serviços de apoio e segurança prestados nas atividades de campo;
- a Fundação de Ciência e Tecnologia pela oportunidade e apoio concedidos;
- aos colegas do PPGEC/UFRGS, Larry, Ricardo Cordovil, Mateus, Eduardo, Marcelo, André, João, Rodrigo, Alex, pela amizade e auxílio no transcorrer do curso;
- em nome dos colegas Zeferino, Liane, Newton, Formoso, Mallmann, Rubens, Postal, J. Nelson, os meus agradecimentos a todos os colegas da CIENTEC que me incentivaram e que através dos seus trabalhos participaram da elaboração dessa dissertação;
- ao meu colega e amigo Claudio Doria Quinteiro pelas conversas e auxílio nas atividades de campo.
- ao amigo e colega professor da Escola Técnica Parobé, geólogo Luiz Nildo Dutra MSc, obrigado pelo apoio;
- ao pesquisador e colega Dr. Geraldo Mario Rohde, obrigado pelas sugestões, apoio e revisão do trabalho;
- aos técnicos e bolsistas do LAPAV, Vinicius, Daniel e Douglas, meu muito obrigado;
- a **todos aqueles não mencionados** que, de uma maneira ou de outra, igualmente contribuíram para a realização deste trabalho.

## RESUMO

TABORDA, L.F. Análise de um pavimento semirrígido com base em solo, cal e cinza volante. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS-BR.

O objetivo dessa dissertação é analisar o comportamento de um pavimento com base em solo estabilizado com cal e cinza volante (base pozolânica). O pavimento foi construído em 1985, aproveitando solos próximos à rodovia. Os materiais pozolânicos utilizados foram cinzas volantes originadas na queima do carvão mineral na petroquímica de Triunfo – Rio Grande do Sul - RS, misturadas com cales dolomíticas produzidas à época no Rio Grande do Sul. Na fase inicial da pesquisa a seguir relatada, analisaram-se informações sobre os materiais, estudos das misturas, métodos de dimensionamento bem como das especificações construtivas. O projeto do pavimento foi elaborado e supervisionado pela Fundação de Ciência e Tecnologia – CIENTEC - RS, utilizando um método de dimensionamento baseado na teoria da elasticidade e um método de elementos finitos. Na parte experimental do trabalho, analisaram-se a condição superficial e estrutural do pavimento submetido ao tráfego e as condições ambientais durante 27 anos, através de levantamentos de campo (defeitos superficiais, com cálculo do IGG, e deflexões) e de retiradas de amostras para ensaios laboratoriais de módulo de resiliência e resistência à tração na compressão diametral. Também se realizaram ensaios de difração de raios-X de amostras coletadas no pavimento, visando identificar a formação de produtos cimentantes. De posse dos módulos de resiliência das amostras de campo, calcularam-se as respostas estruturais do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) com as quais se realizaram análises de fadiga da camada estabilizada e de capacidade estrutural do pavimento (resistência a elevadas tensões de tração). Complementarmente, elaboraram-se traços de outras misturas com solo semelhante e cinza volante, empregando cales disponíveis atualmente no mercado, sem obter-se, contudo, as elevadas resistências e módulos das amostras de campo. Globalmente, conclui-se que a estabilização alcalina, com utilização dos solos locais e o aproveitamento de cinza volante e acréscimo de cal hidratada, é uma técnica apropriada dos pontos de vista técnico (pavimento de longa durabilidade), econômico (redução de custos de conservação e de custo com transporte de materiais) e ambiental (preservação de jazidas de agregados, aproveitamento de materiais locais e, especialmente, de resíduos abundantes).

Palavras-chave: Pavimento, base pozolânica, cal hidratada, desempenho, testes de laboratório.

## ABSTRACT

TABORDA, L.F. Analysis of a semi-rig pavement with soil-lime-fly ash base course.

This dissertation analyzes the behavior of a pavement with soil-lime-fly ash stabilized base course (pozzolanic base). The pavement was built in Rio Grande do Sul state (RS), southern Brazil, in 1985, with use of local soils. Fly ashes resulting from coal burning in a petrochemical unit were used as pozzolanic materials, mixed to dolomitic limes produced at that time in the state. In the initial stage of the research here reported, data related to materials, stabilized mixes, design methods and construction specifications were analyzed. The pavement was designed and supervised by the State Science and Technology Foundation (CIENTEC – RS), using a design method based on the elasticity theory and the finite element method. In the experimental part of the research, the pavement structural and functional conditions were analyzed, taking into account that it had been loaded by traffic and submitted to environmental changes along 27 years. Field surveys were carried out; surface distresses survey to allow computing a Brazilian Distress Gravity Index (IGG), and surface deflections to evaluate the pavement bearing capacity. Samples were cored from the asphalt mixture wearing course and from the soil-lime-fly ash base course to measure resilient modulus and split tensile strength in laboratory. Besides, X-ray diffraction tests were carried out aiming at identifying new stabilizing compounds in samples of the stabilized base. Using the measured resilient moduli, the pavement structural answers (stresses, strains and deflections) were computed. Both the fatigue life of the pozzolanic base and the pavement bearing capacity (capacity of resisting high tensile stresses) were analyzed. In addition, new soil-lime-fly ash mixtures were designed using limes presently available in the state and elsewhere; however the achieved strength and modulus values were quite lower than those measured in field samples. All in all it is concluded that the alkaline stabilization, using local soils and fly ashes and hydrated lime, is a satisfactory technique from technical (long-lasting pavement), economical (reducing both the costs of material transportation and pavement maintenance) and environmental (use of local materials, especially abundant wastes and preservation of non-renewable aggregates sources) points-of-view.

Key-words: pavement, pozzolanic base, hydrated lime, performance, laboratory tests

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

	Pág.
Figura 1.1 – Localização da rodovia de ligação da unidade petroquímica ao TSC.....	23
Figura 2.1 – Esforços nas interfaces de um pavimento semirrígido.....	45
Figura 2.2 – Estágios de degradação da camada cimentada.....	50
Figura 2.3 – Raio de curvatura e deflexões resilientes.....	56
Figura 2.4 – Esquema de medida e cálculo do raio de curvatura.....	57
Figura 2.5 – Esquema simplificado de um pavimento com 3 camadas.....	58
Figura 3.1 – Localização da rodovia do TSC e do canal de navegação.....	61
Figura 3.2 – Seção transversal da rodovia de acesso ao TSC.....	63
Figura 3.3 – Esquema da rodovia e indicação dos pontos de estudo.....	65
Figura 3.4 – Área de demarcação para fins de inventário.....	65
Figura 3.5 – Marcação das estacas e modelo de treliça metálica utilizada nas medições dos afundamentos das trilhas de roda.....	66
Figura 3.6 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P1.....	66
Figura 3.7 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P2.....	67
Figura 3.8 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P3.....	67
Figura 3.9 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P4.....	67
Figura 3.10 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P5.....	68
Figura 3.11 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P6.....	68
Figura 3.12 – Sondas rotativas utilizadas para extração das amostras do pavimento 100 mm (4,4”) e 400 mm (16”).....	69
Figura 3.13 – Conjunto de amostras extraídas em um ponto de estudo.....	69
Figura 3.14 – Prensa utilizada na determinação da RCD.....	70
Figura 3.15 – Esquema do equipamento de ensaio de compressão diametral por cargas repetidas.....	71
Figura 3.16 – Equipamento para determinação do teor de CAP.....	72
Figura 3.17 – Esquema da viga Benkelman.....	73
Figura 3.18 – Esquema para medição da bacias de deformação.....	73
Figura 3.19 – Prensa de moldagem e aspecto de um CP após moldagem.....	77
Figura 3.20 – Câmara úmida e aspecto dos CPs após imersão.....	77
Figura 3.21 – Prensa para ensaios de resistência à compressão simples.....	77
Figura 3.22 – Equipamento utilizado para determinação do pH.....	78

Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo da base pozolânica, TSC.....	79
Figura 4.2 – Curva granulométrica da cinza volante utilizada na base pozolânica.....	80
Figura 4.3 – Ensaios de compactação das misturas da base pozolânica - TSC.....	84
Figura 4.4 – Resultados dos ensaios de RCS do projeto do TSC.....	85
Figura 4.5 – Resultados dos ensaios de RCD do projeto do TSC.....	85
Figura 4.6 – Resultados dos ensaios de $E_{dinâmico}$ do projeto do TSC.....	85
Figura 4.7 – Curva granulométrica da areia do Rio Jacuí.....	86
Figura 4.8 – Curva granulométrica da mistura com 25% de cinza volante.....	87
Figura 4.9 – Difratoograma da cinza volante do estudo laboratorial.....	89
Figura 4.10 – Difratoograma da cal dolomítica comum.....	91
Figura 5.1 – Veículo padrão para transporte do carvão mineral na rodovia do TSC.....	93
Figura 5.2 – Variações dos afundamentos nas TRI e TRE da rodovia do TSC.....	94
Figura 5.3 – Variações das deflexões máximas nos pontos de extração e em estacas próximas, rodovia do TSC.....	95
Figura 5.4 – Conjunto de amostras extraídas nos pontos P1 e P2.....	98
Figura 5.5 – Conjunto de amostras extraídas nos pontos P3 e P4.....	99
Figura 5.6 – Conjunto das amostras extraídas nos pontos P5 e P6.....	99
Figura 5.7 – Sondagem no acostamento da rodovia do TSC, estaca 0+740.....	100
Figura 5.8 – Sondagem no acostamento da rodovia do TSC, estaca 2+700.....	101
Figura 5.9 – Sondagem no acostamento da rodovia do TSC, estaca 3+040.....	101
Figura 5.10 – Variações dos raios de curvatura ( $R_{25}$ ) determinados nos pontos de estudo e em estacas próximas aos pontos na rodovia do TSC.....	103
Figura 5.11 – Bacias de deflexões nos pontos de estudo da rodovia do TSC.....	103
Figura 5.12 – Resumo das variações das RCD, da segunda camada da base cimentada na rodovia do TSC.....	105
Figura 5.13 - Resumo das variações das RCD, da primeira camada da base cimentada na rodovia do TSC.....	107
Figura 5.14 – Resumo das variações das RCD na camada do revestimento.....	108
Figura 5.15 – Variações dos ensaios de MR relativos às amostras da segunda camada da base.....	111
Figura 5.16 – Variações dos ensaios de MR relativos às amostras da primeira camada da base.....	111
Figura 5.17 – Variações dos ensaios MR na camada do revestimento da rodovia do TSC.....	113

Figura 5.18 – Curva granulométrica da mistura da camada do revestimento da rodovia do TSC.....	113
Figura 5.19 – Difratoograma da mistura cimentada da camada de base da rodovia TSC, amostra P3422.....	115
Figura 5.20 – Difratoograma da mistura cimentada da camada de base da rodovia TSC, amostra P4112.....	116
Figura 5.21 – Variações das determinações do pH nas misturas laboratoriais Método Eades e Grim.....	118
Figura 5.22 – Variações dos resultados de RCS nos corpos-de-prova do estudo laboratorial.....	119
Figura 5.23 – Resultado dos ensaios de RCS da terceira etapa de moldagem.....	120
Figura 5.24 – Difratoograma da mistura laboratorial com cal dolomítica comum (7%) com 28 dias de cura.....	122
Figura 5.25 – Difratoograma da mistura laboratorial com cal dolomítica (7%) com 56 dias de cura.....	123
Figura 5.26 – Difratoograma da mistura laboratorial com cal calcítica (7%) com 56 dias de cura.....	124
Figura 6.1 – Esquema estrutural analisado e modelo de carregamento.....	127
Figura 6.2 – Deformações relacionadas com o número “N”, para as estruturas 11,12, 24 e 25.....	135
Figura 6.3 – Deformações relacionadas com o número “N”, para as estruturas 37, 38, 410 e 411.....	136
Figura 6.4 – Deformações relacionadas com o número “N”, para as estruturas 513, 514, 616 e 617.....	136
Figura 6.5 – Bacias de deflexões determinadas pelo software EVERSTRESS.....	136

## LISTA DE TABELAS

	Pág.
Tabela 1.1 – Produção de cinzas de carvão no Brasil na década atual.....	18
Tabela 1.2 – Produção de substâncias não metálicas no estado do RS.....	19
Tabela 2.1 - Características químicas e físicas das cales hidratadas.....	35
Tabela 2.2 – Classificação dos materiais pozolânicos.....	36
Tabela 2.3 – Composições químicas das cinzas volantes.....	38
Tabela 2.4 – Classificação geotécnica das cinzas.....	39
Tabela 2.5 - Respostas estruturais críticas no Método da RAS.....	48
Tabela 2.6- Determinação do fator $d$ .....	52
Tabela 2.7 – Critérios para avaliação estrutural.....	57
Tabela 3.1 – Terminologia dos defeitos, tipos de fendas.....	64
Tabela 3.2 – Terminologia dos defeitos, outros defeitos.....	64
Tabela 3.3 – Programa de moldagem dos corpos-de-prova no estudo de laboratório.....	76
Tabela 4.1 – Composição química da cinza volante da COPESUL.....	81
Tabela 4.2 – Características físicas das cales do projeto da rodovia do TSC.....	82
Tabela 4.3 – Ensaio de finura das cales dolomíticas do projeto TSC.....	82
Tabela 4.4 – Composição química das cales do projeto TSC.....	83
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de RCS, RCD e $E_{dinâmico}$ das misturas do TSC.....	84
Tabela 4.6 – Massa específica e finura da cinza volante atual.....	87
Tabela 4.7 – Composição química da cinza volante atual.....	88
Tabela 4.8 – Massa específica e finura das cales dolomíticas atuais.....	90
Tabela 4.9 – Composição química das cales atuais.....	90
Tabela 5.1 - Planilha de cálculo e determinação do IGG da rodovia do TSC.....	95
Tabela 5.2 - Registros dos pontos de extração.....	97
Tabela 5.3 – Resumo dos pontos de extração no acostamento da rodovia do TSC.....	100
Tabela 5.4 – Resumo dos raios de curvatura e das deflexões medidas na rodovia do TSC..	102
Tabela 5.5 – Resultados dos ensaios de RCD relativos às amostras da segunda camada da base cimentada.....	104
Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios de RCD relativos às amostras da primeira camada da base.....	106
Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios de RCD relativo às amostras da camada do revestimento da rodovia do TSC.....	108

Tabela 5.8 – Resultados dos ensaios de MR relativo às amostras da segunda camada da base pozolânica.....	109
Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios de MR relativo às amostras da primeira camada da base pozolânica.....	110
Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios de MR relativos às amostras da camada do revestimento da rodovia do TSC.....	112
Tabela 5.11 – Resultado do índice e pozolanicidade da cinza volante.....	117
Tabela 5.12 – Resultados das determinações de pH, Método Eades e Grim.....	117
Tabela 5.13 – Resultados dos ensaios de RCS da primeira e segunda etapa de moldagem do estudo laboratorial.....	119
Tabela 6.1 - Estruturas analisadas considerando as características das misturas e das camadas da rodovia do TSC.....	128
Tabela 6.2 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no primeiro ponto do estudo.....	128
Tabela 6.3 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no segundo ponto do estudo.....	129
Tabela 6.4 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no terceiro ponto do estudo.....	130
Tabela 6.5 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no quarto ponto do estudo.....	131
Tabela 6.6 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no quinto ponto do estudo.....	131
Tabela 6.7– Respostas estruturais considerando as características das misturas no sexto ponto do estudo.....	132
Tabela 6.8 – Resultados das análises do número de repetições de carga para o início do trincamento ( $N_f$ ).....	134
Tabela 6.9 – Vida de fadiga efetiva ( $N_{ef}$ ) nas camadas cimentadas.....	134
Tabela 6.10 – Registro e estágios de degradação das camadas cimentadas.....	137

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- AASHTO - Association of State Highway and Transportation Officials
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ASTM – American Society for Testing and Materials
- BRASKEM – Unidade Petroquímica
- CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo
- CAUQ – Concreto Asfáltico Usinado a Quente
- CBR – California Bearing Ratio
- CICASOL – Pavimentos de Solos Estabilizados com Cinza Volante e Cal
- CIENTEC – Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul
- COPELMI – Companhia de Pesquisas e Lavras Minerais
- COPELMI – Companhia Petroquímica do Sul
- COPPE/RJ – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia  
Universidade Federal do Rio de Janeiro
- CRSE - Carga de Roda Simples Equivalente
- DAER/RS – Departamento de Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul
- DEMACC – Departamento de Materiais de Construção Civil
- DER/SC – Departamento de Estadual de Rodovias do Estado de Santa Catarina
- DNER – Departamento de Nacional de Estradas de Rodagem
- DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte
- DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral
- DEPGEO – Departamento de Geotecnia
- DEQUIM - Departamento de Química
- DRX - Difração de raios-X
- ELSYM5 – Elastic Layered Symmetrical
- EUA – Estados Unidos da América
- EVERSTRESS – Layered Elastic Analysis

FEPAVE – Finite Element Analysis of Pavement Structures

IGG – Índice de Gravidade Global

IPR – Instituto de Pesquisa Rodoviária

ITERS – Instituto Tecnológico do Estado do Rio Grande do Sul

LPAV – Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

MCT – Miniatura Compactado Tropical

MEA<sub>máx</sub> – Massa Específica Aparente Máxima

MR – Módulo de Resiliência por Tração Indireta

RAS- República da África do Sul

RCD – Resistência à Compressão Diametral

RCS – Resistência à Compressão Simples

RS – Rio Grande do Sul

TRB – Transportation Research Board

TSC – Terminal de Cargas Santa Clara

TSCE – Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USC – Unified Classification System

UTPM – Usina Termelétrica Presidente Médici

WSDOT - Washington State Department of Transportation

## SUMÁRIO

	Pág.
LISTA DE ILUSTRAÇÕES.....	vii
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xii
<b>1.INTRODUÇÃO.....</b>	<b>18</b>
1.1 TEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	18
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	21
1.3 ÁREA DE ESTUDO.....	22
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	23
<b>2. REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>25</b>
2.1 EMPREGOS DA ESTABILIZAÇÃO EM PAVIMENTOS.....	25
2.2 TIPOS DE SOLOS.....	29
2.3 ESTUDO DOS ADITIVOS.....	30
2.3.1 Cales.....	31
2.3.2 Cinza volante.....	35
2.3.3 Reações químicas.....	39
2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	41
2.4.1 Resistência à compressão simples - RCS.....	42
2.4.2 Resistência à tração por compressão diametral - RCD.....	43
2.4.3 Ensaio de módulo de resiliência por tração indireta - MR.....	44
2.5 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS.....	44
2.5.1 Método de dimensionamento proposto por Pinto <i>et al.</i> (1983).....	45
2.5.2 Método de dimensionamento da República da África do Sul.....	48
2.5.2.1 Revestimentos asfálticos.....	49
2.5.2.2. Base e/ou sub-bases cimentadas.....	50
2.6 ANÁLISE SUPERFICIAL E ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS.....	54
<b>3. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>60</b>
3.1 OBJETO DO ESTUDO.....	60
3.2 DADOS DO PROJETO DA RODOVIA DO TSC.....	62
3.3 AVALIAÇÃO SUPERFICIAL DO PAVIMENTO.....	64
3.4 EXTRAÇÕES DAS AMOSTRAS.....	66

3.5 PREPARAÇÃO E ENSAIOS DAS AMOSTRAS DA RODOVIA DO TSC.....	69
3.5.1 – Preparação das amostras.....	69
3.5.2 – Ensaio à tração por compressão diametral – RCD.....	70
3.5.3 – Ensaio de módulo de resiliência por tração indireta - MR.....	71
3.5.4 – Determinação do teor de CAP.....	72
3.6 – MEDIDAS DAS DEFLEXÕES.....	72
3.7 – ESTUDOS DAS MISTURAS POZOLÂNICAS ATUAIS.....	74
3.7.1 – Caracterização das areias.....	74
3.7.2 – Caracterização da cinza volante.....	74
3.7.3 – Caracterização das cales.....	75
3.8 – ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS POZOLÂNICAS ATUAIS.....	75
3.8.1 – Moldagem dos corpos-de-prova.....	75
3.8.2 – Ensaio à tração por compressão diametral – RCD.....	78
3.8.3 – Ensaio de módulo de resiliência por tração - MR.....	78
3.8.4 - Determinação do pH das misturas atuais.....	78
<b>4.CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E MISTURAS.....</b>	<b>79</b>
4.1.MATERIAIS E MISTURAS DA RODOVIA DO TSC.....	79
4.1.1 - Solos da base pozolânica.....	79
4.1.2 – Cinza volante da base pozolânica.....	79
4.1.2.1 – Análise granulométrica.....	79
4.1.2.2 – Análise química.....	80
4.1.3 – Cal da base pozolânica.....	81
4.1.3.1 – Características físicas.....	81
4.1.3.2 – Características químicas.....	82
4.1.4 – Estudo das misturas da base pozolânica.....	83
4.2 – MATERIAIS E MISTURAS DO ESTUDO ATUAL.....	86
4.2.1 – Caracterização granulométrica dos materiais.....	86
4.2.2 – Caracterização da cinza volante.....	87
4.2.2.1 – Características físicas.....	87
4.2.2.2 – Características químicas.....	88
4.2.3 – Caracterização das cales do estudo laboratorial.....	90
<b>5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>93</b>
5.1 TIPO DE VEÍCULO E DADOS DE TRÁFEGO.....	93
5.2 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL – IGG.....	93

5.3 AMOSTRAS DA BASE POZOLÂNICA EXTRAÍDAS NA RODOVIA.....	96
5.3.1 Registro dos pontos de estudo.....	96
5.3.2 Caracterização das amostras extraídas na rodovia TSC.....	98
5.3.3 Medidas de deflexões realizadas com a viga Benkelman na rodovia do TSC.....	101
5.3.4 Resistência à compressão diametral das amostras da base pozolânica.....	103
5.3.5 Resistência à compressão diametral das amostras do revestimento.....	107
5.3.6 Módulos de resiliência das amostras da base pozolânica.....	109
5.3.7 Módulos de resiliência das amostras do revestimento da rodovia do TSC.....	112
5.3.8 Teor de ligante e granulometria da mistura do revestimento da rodovia TSC.....	113
5.3.9 Difratomogramas das misturas das camadas de base da rodovia do TSC.....	114
5.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS COM MISTURAS ATUAIS....	117
5.4.1 Determinação do índice de pozolânicidade da cinza volante.....	117
5.4.2 Resultados das determinações do pH.....	117
5.4.3 Resultados dos ensaios de RCS, RCD e MR dos corpos-de-prova de laboratório.....	118
5.4.4 Difratomogramas das misturas laboratoriais.....	121
<b>6. ANÁLISE DO PAVIMENTO COM BASE POZOLÂNICA.....</b>	<b>125</b>
6.1 CONSIDERAÇÕES.....	125
6.2 ANÁLISE MECÂNICA.....	125
6.3 ANÁLISE DAS CAMADAS CIMENTADAS PELO MODELO DE FADIGA DA REPÚBLICA DA ÁFRICA DO SUL.....	133
6.3.1 Fadiga do revestimento asfáltico.....	133
6.3.2 Determinação da vida de fadiga das camadas cimentadas.....	133
6.3.3 Verificação da deformabilidade do subleito.....	135
6.4 DETERMINAÇÃO DAS BACIAS DE DEFLEXÕES A PARTIR DAS RESPOSTAS ESTRUTURAIS DO SOFTWARE EVERSTRESS.....	136
6.5 OBSERVAÇÕES DOS DEFEITOS E SUAS RELAÇÕES COM OS ESTÁGIOS DE DEGRADAÇÃO DAS CAMADAS CIMENTADAS.....	137
6.6 ANÁLISE GERAL DO PAVIMENTO.....	140
<b>7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>141</b>
7.1 ANÁLISE SUPERFICIAL DO PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO.....	141
7.2 ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO.....	142
7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS NOVOS TRAÇOS.....	143
7.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	144

<b>8. REFERÊNCIAS.....</b>	<b>146</b>
<b>APÊNDICE.....</b>	<b>150</b>
APÊNDICE A - RESPOSTAS ESTRUTURAIS DO EVERSTRESS.....	151
APÊNDICE B – BACIAS DE DEFLEXÕES – EVERSTRESS.....	169

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 TEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Muita atenção tem sido dada nos últimos anos à conservação dos recursos naturais. Na construção civil vários resíduos e/ou subprodutos de processos industriais e comerciais, normalmente depositados em aterros sanitários, têm sido propostos para uso como materiais de construção. Um subproduto muito utilizado são as cinzas provenientes da combustão do carvão mineral em termelétricas.

No sul do Brasil, o carvão queimado para geração de energia caracteriza-se pelo alto teor de matéria mineral, gerando grandes quantidades de resíduos sólidos inorgânicos, trazendo sérios problemas ambientais e outros problemas. Os crescentes custos associados com a deposição desses resíduos tendem a reduzir o consumo do carvão como fonte de energia.

Uma estimativa da produção de cinzas nas últimas décadas, no sul do Brasil, foi apresentada por Rohde *et al.* (2009), conforme mostrado na Tabela 1.1. Os dados informam que a produção atual atinge dez milhões de toneladas ainda nesta década.

Tabela 1.1 – Produção de cinzas de carvão no Brasil na década atual

PRODUÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO NO BRASIL POR ANO (t)	
Década de 1960	200.000
Década de 1970	1.500.000
Década de 1980 e 1990	2.000.000
Década de 2000	4.000.000
Estimativa para década atual	10.000.000

Fonte: Rohde *et al.* (2009).

Estudo desenvolvido por Rigotti (2002) revelou que o teor médio de cinza produzida do carvão consumido na Usina Termelétrica Presidente Médici – UTPM, em Candiota/RS, gira em torno de 52% do carvão consumido. Destaca o autor que, a eficiência do sistema captação das cinzas, através de precipitadores chega a 98%, produzindo mensalmente na usina 150.000 t/mês, isso antes da ampliação da fase C da UTPM. Rigotti (2002) descreveu que num período em que a geração de cinzas oscilava em torno de 76.000 t/mês, a cinza comercializada ficava em torno de 20% (15.000 t/mês), ficando os restantes 80% (61.000 t/mês) para descarte em aterros e enchimento dos espaços na cava da mina.

Rohde (2009) ao incluir as cinzas na categoria de substâncias não metálicas, comparando com os dados fornecidos do Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, concluiu que a quantidade de material produzido no estado do Rio Grande do Sul, era ultrapassada apenas pelas produções de areias, rochas britadas e cascalhos. A Tabela 1.2 sintetiza as conclusões do autor.

Tabela 1.2 – Produção de substâncias não metálicas no estado do RS

PRODUÇÃO DE SUBSTÂNCIA NA CLASSE MINÉRIOS NÃO METÁLICOS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL			
Substância	Valor DNPM	Fator m <sup>3</sup> / t	Valor (10 <sup>6</sup> t)
Areias	4.322.821 m <sup>3</sup>	2,35	10,5
Rochas britas e cascalhos	5.318.288 m <sup>3</sup>	1,64	8,7
Cinzas de carvão			2,0
Argilas comuns	1.876.547 m <sup>2</sup>		1,9
Calcários (rochas)	1.698.108		1,7

Fonte: Rohde (2009).

Na engenharia rodoviária, um problema frequentemente enfrentado é a escassez de materiais adequados para uso nas camadas do pavimento. Muitas vezes os solos locais não atendem às exigências de projeto e o transporte de materiais mais nobres acaba onerando significativamente as construções. Ferraz (1994) cita algumas alternativas para contornar o problema, entre elas:

- a) aceitar o material local e adaptar o projeto às restrições impostas por ele;
- b) descartar o material, removendo-o de seu local de origem e substituindo-o por outro de qualidade superior;
- c) aceitar o material local e alterar suas propriedades, de modo a torná-lo capaz de responder às solicitações previstas.

A técnica de alterar as propriedades e criar um novo material que atenda as necessidades do projeto pode ser chamada de estabilização dos solos. Para Baptista (1976), estabilizar um solo é utilizar um processo qualquer de natureza física, físico-química ou mecânica, de maneira a tornar esse solo estável para os limites de sua utilização, fazendo com que esta estabilidade permaneça sob ações de cargas exteriores e ações climáticas variáveis. Baptista complementa

sua definição destacando que o processo de estabilização de um solo envolve propriedades de resistência do solo e da suplementação necessária desta resistência para um determinado uso, em termos mecânicos, físicos, físico-químicos e químicos.

Baseados nas definições acima se pode afirmar que estabilizar um solo para fins de pavimentação é melhorar as propriedades físicas e mecânicas de modo a torná-lo apto a resistir às ações oriundas do tráfego e às intempéries decorrentes das variações climáticas, a fim de atender as especificações contidas no projeto.

Através do projeto CICASOL (1984), convênio firmado entre a Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul - CIENTEC e o Departamento de Estradas do Rio Grande do Sul – DAER/RS, realizaram-se estudos em laboratório caracterizando física, química, mecânica e mineralogicamente matérias-primas locais (cales, cinza volante e solos), a fim de avaliar as melhorias nas propriedades das misturas e as potencialidades do emprego de cal e cinza volante como agentes estabilizadores nas camadas dos pavimentos.

Ao final do trabalho os pesquisadores elaboraram um mapa das aptidões dos solos no estado do Rio Grande do Sul, indicando quais técnicas e/ou materiais são passíveis de utilização para fins de estabilização com cal e cinza volante (misturas pozolânicas). Sobre a análise econômica o estudo apontou que o custo por m<sup>3</sup> de base com mistura pozolânica girava em torno de 51% do custo da base com brita graduada e em torno de 57% do custo da base em solo-cimento. Os valores apresentados para a base pozolânica e para a base de brita graduada correspondiam ao custo de transporte da cinza de aproximadamente 263 km.

Em sua dissertação de mestrado, Lovato (2004) afirma que o processo de estabilização de solos conduz a estruturas de pavimentos com bom desempenho e durabilidade, e que nos dias de hoje, diante da busca por soluções de custo reduzido que visem à preservação dos recursos naturais, a estabilização de solos surge como uma boa alternativa ao emprego das britas. Beeghly (2003) afirma que milhões de dólares podem ser poupados com a estabilização do solos do subleito em comparação com a remoção e reaterro de solos instáveis. Afirma, ainda, que quando utilizados em projetos de pavimentos a estabilização do subleito, pode também reduzir as espessuras das camadas do pavimento.

No relatório TM 5 822 – ARMY (1994), Beeghly (2003), aponta que para solos siltosos, de baixa coesão, ou para recuperação de estrutura de pavimento, a estabilização com cinza volante pode ser uma solução econômica de elevado desempenho. Relatam as pesquisas

acima que para solos apropriados a utilização da cinza volante (*fly ash*) pode reduzir os custos em aproximadamente 50% do custo comparado com a estabilização com cimento Portland.

No Brasil, vários pesquisadores já evidenciaram a viabilidade técnica e econômica da adição das cinzas na melhoria das propriedades dos materiais para a construção civil, entre eles Ceratti (1979), Dias (2004), Fogaça (1996), Marcon (1977), Nardi (1975) e Pinto (1971).

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Apesar dos diversos estudos evidenciarem a viabilidade técnica e econômica do emprego de cal e cinza volante na estabilização de solos arenosos para pavimentos, a bibliografia técnica brasileira carece de relatos de experiência de campo com misturas pozolânicas, submetidas por vários anos às condições ambientais e às solicitações do tráfego.

Nesse contexto, a pesquisa relatada nesta Dissertação teve como objetivo geral analisar a condição superficial e a capacidade estrutural de um pavimento semirrígido com base construída com solo, cal e cinza volante, passados vinte e sete anos de sua construção.

Como objetivos específicos destacam-se:

- a) resgatar informações sobre o projeto e o processo construtivo do pavimento;
- b) analisar a condição superficial do pavimento, através de levantamentos de defeitos e cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG);
- c) avaliar a capacidade estrutural do pavimento através de levantamentos defletométricos;
- d) coletar amostras do revestimento asfáltico e da base pozolânica para realização de ensaios laboratoriais;
- e) estimar o volume de tráfego que solicitou o pavimento desde sua construção;
- f) complementar os estudos de campo através de ensaios laboratoriais de Módulo de Resiliência e Resistência à Tração na Compressão Diametral;
- g) procurar identificar produtos cimentantes gerados nas reações pozolânicas, responsáveis pela resistência, rigidez e durabilidade da base pozolânica;
- h) a partir dos resultados de ensaios de Módulo de Resiliência dos materiais amostrados, calcular as respostas estruturais do pavimento ao ser solicitado pela carga de eixo padrão, visando realizar análise de fadiga e de capacidade estrutural (resistência contra rupturas por elevadas tensões de tração) do pavimento;

- i) complementar a parte experimental da pesquisa com a elaboração de novos traços empregando cales disponíveis no mercado.

### 1.3. ÁREA DE ESTUDO

O Instituto Tecnológico do Estado do Rio Grande do Sul - ITERS e a CIENTEC foram responsáveis pela realização de inúmeros trabalhos com resíduos da combustão de carvão, cinzas volantes e cinzas de fundo. A partir dos resultados do projeto CICASOL (1984) e de observações em uma pista experimental, pesquisadores do Instituto de Pesquisas Rodoviárias IPR – DNER elaboraram um “Método de Dimensionamento de Pavimento Semirrígido”, onde foram estabelecidas as premissas mínimas e as especificações construtivas para este tipo de pavimento.

A Companhia Petroquímica do Sul - COPESUL, atual BRASKEM, geradora de cinzas em sua unidade industrial, contratou os serviços da CIENTEC, para desenvolver o projeto e supervisionar a execução do pavimento utilizando o método de estabilização desenvolvido pelo IPR, num trecho ligando o anel viário do Polo Petroquímico ao Terminal de Cargas Santa Clara -TSC, e em ruas internas da unidade industrial. A rodovia de ligação ao TSC com aproximadamente 3,2 quilômetros de extensão, foi projetada aproveitando o traçado da estrada existente, onde, depois de realizadas as correções geométricas o pavimento foi executado estabilizando os solos arenosos do local, com acréscimo de cal e cinza volante, originando as camadas da base pozolânica. O revestimento utilizado sobre a base pozolânica foi um tratamento superficial triplo – TST, sendo posteriormente revestido com concreto asfáltico usinado a quente - CAUQ. A Figura 1.1 apresenta a área da unidade petroquímica, o traçado da rodovia e parte do canal de navegação.

O TSC está localizado no município de Triunfo, RS, distante aproximadamente 60 km via rodoviária de Porto Alegre, na margem esquerda do rio Jacuí. Encontra-se na longitude 05°22'12" oeste e na latitude 29°53'59". É parte integrante do canal artificial com 7,5 km de extensão, por 90 m de largura na lâmina d'água e 50 m no fundo. O calado do canal e da bacia de evolução e proximidades dos piers, apesar de ser um pouco superior a 6,0 metros, oficialmente é declarado como 5,20 metros (17 pés), por ser este o calado de limitação da lagoa dos Patos e dos canais da Feitoria em Rio Grande e de Itapuã em Porto Alegre e outros canais de acesso.

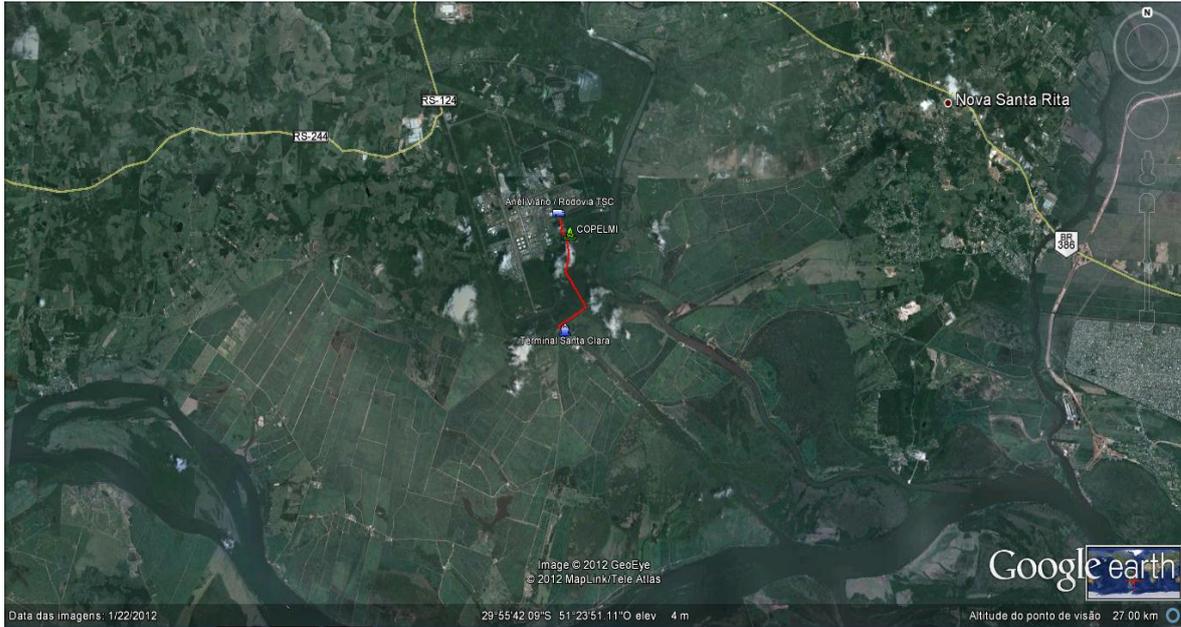


Figura 1.1 – Localização da rodovia de ligação da petroquímica ao TCS.

Fonte: Google earth.

#### 1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta Dissertação é constituída por sete capítulos.

No primeiro capítulo é discutida a importância do tema, a relevância da pesquisa e apresentado os objetivos do estudo.

Considerações históricas são apresentadas no capítulo 2, baseados nas informações obtidas da bibliografia disponível referente à estabilização de solo-cal, solo-cal-cinza volante, destacando os fenômenos químicos e físicos da estabilização de solos, as reações químicas e as modificações nas propriedades físicas e mecânica das misturas. São apresentadas as características das cinzas volantes de carvão mineral, estudos anteriores e os efeitos nas propriedades físicas e mecânicas das misturas.

O capítulo 3 apresenta a metodologia empregada para atingir os objetivos propostos, descreve os materiais utilizados na pesquisa, as técnicas para obtenção das amostras e os processos para moldagem e ruptura dos corpos-de-prova em laboratório.

A caracterização dos materiais empregados, os estudos das misturas, a caracterização para fins da análise funcional do pavimento, a preparação das amostras, a moldagem dos corpos-de-prova são apresentados no capítulo 4.

Os resultados de levantamentos de campo, da análise superficial do pavimento, resultados dos ensaios laboratoriais das misturas de campo e laboratório são apresentados no capítulo 5.

No capítulo 6 são apresentadas as estruturas analisadas e as respostas estruturais simuladas no EVERSTRESS para o tipo de estrutura analisada no estudo. Os dados simulados no *software* são confrontados com as determinações laboratoriais sendo verificados o atendimento das premissas do projeto: tensões de tração nas fibras inferiores das camadas cimentadas e tensões de compressão no topo do subleito. As respostas estruturais são utilizadas para esboçar bacias de deflexões e na estimativa da vida de fadiga das camadas cimentadas.

Por fim, a apresentação das conclusões da pesquisa, bem como as sugestões para trabalhos futuros vinculados com o tema estão apresentados no capítulo 7.

## 2. REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo apresentam-se algumas considerações históricas sobre a estabilização de solos com o emprego da cal, da cal com cinza volante como agentes estabilizadores. Destacam-se os tipos de materiais, o comportamento dos materiais nas misturas, o estudo das misturas, os métodos de dimensionamento para as estruturas semirrígidas e as técnicas para avaliação superficial e estrutural de pavimentos.

### 2.1 EMPREGOS DA ESTABILIZAÇÃO EM PAVIMENTOS

O emprego da cal ou da cal e cinza volante como estabilizante de solos têm sido largamente estudados em vários países. Experiências em grande escala tiveram lugar nos anos de 1924 e 1926 nos Estados Unidos e Rússia, respectivamente. Entretanto, sob o ponto de vista dos modernos critérios de engenharia, a estabilização de solos com cal originou-se nos EUA, pelos trabalhos do Texas Highway Department, nos anos seguintes à segunda guerra mundial. Um dos trabalhos mais significativos foi o trabalho desenvolvido por Mateos (1961), em solos do Estado de Iowa, nos EUA. O autor estudou e descreveu fatores que afetam a estabilização dos solos com cinzas volantes. Segundo Pinto (1971) as principais observações no trabalho sobre o comportamento dos materiais na estabilização são o tipo da cal, da cinza, do solo, as proporções de cal e cinza, as relações entre umidade, densidade e resistência, efeitos da energia de compactação, da temperatura de cura, da demora da compactação após umedecimento da mistura, da adição de aditivos químicos, congelamento e degelo. Mateos (1961) destacou ainda que os solos arenosos são os que mais se beneficiam com a adição de cal e cinza volante.

No Brasil, nos anos de 1970 pesquisadores do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, do DER de Santa Catarina e do Programa de Pós-Graduação de Engenharia – COPPE/RJ, desenvolveram várias pesquisas de laboratório direcionadas a estabilização de solos com adição de cinza volante e cal hidratada.

Dentre os trabalhos da COPPE/RJ, Pinto (1971) comprovou a viabilidade técnica da estabilização de solos através do emprego de cinza volante (*fly ash*) produzidas nas termelétricas nacionais com cal e areia de dunas.

Nardi (1975) estudou em laboratório os efeitos da estabilização de um solo arenoso misturado à cinza volante, cal calcítica hidratada e os efeitos de adições de cimento Portland e de brita na resistência da mistura. Outro trabalho de Nardi (1979), estudou as diversas propriedades

das misturas pozolânicas tais como resistência a compressão simples, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, CBR e durabilidade. O pesquisador analisou ainda fatores que influenciam nas reações pozolânicas, tais como: materiais, aditivos, proporções, processo de execução e cura.

Ceratti (1979) ao estudar o efeito da adição da cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado, conclui que é possível a utilização deste tipo de mistura em camada de base de pavimento. Segundo o autor, os resultados obtidos excederam os especificados na bibliografia, tornando viável a utilização desse resíduo industrial produzido em grandes quantidades.

O estudo desenvolvido por Silva (1982), sobre a estabilização de solo residual conclui também pela utilização deste tipo de mistura em camadas de base de pavimentos. No trabalho de Pinto *et al.* (1983), os pesquisadores a partir de observações em pistas experimentais, na rodovia BR – 101/SC no município de Imbituba elaboraram um “Método de Projeto de Pavimento Semirrígido” para dimensionamento de pavimentos que contenham camada de base pozolânica. O estudo avaliou 108 trechos e foi desenvolvido aplicando a teoria da elasticidade e o método dos elementos finitos, através do programa computacional FEPAVE. Concluíram os autores que a utilização de cinza volante e cal na estabilização de areia de duna é uma técnica viável economicamente para fins de pavimentação.

A CIENTEC, em convênio com o DAER-RS, no projeto de pesquisa CICASOL (1984), mapeou os solos do estado do Rio Grande do Sul, para aproveitamento dos solos através da estabilização com cal e cinza volante nas camadas de base em pavimentos. O projeto desenvolveu em laboratório a caracterização física, química, mecânica e mineralógica das matérias-primas envolvidas em diferentes misturas de solos-cinza-cal.

Nardi (1987) através de estudos de laboratório e de observações de desempenho em pistas experimentais desenvolveu um procedimento para determinação de misturas adequadas de cinza volante e cal hidratada no aproveitamento destes materiais em bases e sub-bases.

Dias (1995) com a construção de um trecho experimental urbano no Balneário de Laranjal, em Pelotas-RS, demonstrou que o processo de estabilização de areia fina de duna, com cinza volante e cal, é competitivo se comparado com outros tipos de bases (brita graduada, saibro, solo-asfalto). Destaca o autor, outra vantagem em utilizar a cinza volante na estabilização de solos arenosos da planície costeira reside na competitividade do custo do processo, em comparação com o uso de outros materiais nobres para a pavimentação, que se encontram a grandes distâncias de transporte.

Fogaça (1996) comparou misturas pozolânicas compostas de solo, cinza volante e cal, com misturas compostas com solo, cinza volante, cal e cimento de alta resistência inicial. A autora destacou que a utilização de bases e/ou sub-bases estabilizadas quimicamente incorre no problema do tempo necessário para a liberação do tráfego que pode ser de vários dias, devido às reações pozolânicas desenvolverem-se por períodos mais prolongados. A adição de cimento de alta resistência inicial, acelerando a cura, objetivou a liberação do tráfego o mais cedo possível, além de permitir o tráfego de obra durante a execução. A conclusão do trabalho apontou que as misturas apresentaram comportamento compatível com o aceitável, em todos os ensaios realizados, possibilitando a utilização destas misturas como base em pavimentos.

Na definição da proporção da mistura pozolânica, solo, cinza volante cal, Mateos e Davison (1961) concluíram que a proporção de cal e cinza volante a ser adicionada ao solo para estabilização é aquela que apresenta maior resistência com menor custo. Para ser empregada à estabilização com cinza volante e cal é necessária que ela seja economicamente vantajosa em relação a outros métodos de estabilização química e que seja capaz de produzir resistência e durabilidade equivalentes.

Na estabilização de solos, através da adição da cal e da cinza volante, cada componente contribui com maior ou menor intensidade no comportamento da mistura. A cal entra no processo como uma substância química que, além de criar um ambiente alcalino extremamente agressivo, provoca a reação com os constituintes dos solos e cinza volante, para formar novos produtos com propriedades cimentantes.

Segundo Pinto (1971), pesquisas no sentido de escolha da melhor cal para ser usada na estabilização de solos já foram realizadas, entretanto nenhuma conclusão definitiva foi obtida. Verificou o autor que a cal dolomítica produzia, em geral, resistência de 30 % maior que a cal calcítica, porém, com certas cinzas volantes, a cal calcítica produzia resistências maiores, recomendando que, a cinza a ser adicionada a cal devem ser ensaiada a priori, com as cales calcíticas e dolomíticas, que se encontram na região, enfatizando a importância da temperatura de cura para a escolha da cal.

As principais características de uma boa cinza para estabilização observadas no trabalho de Mateos e Davison (1961) são:

- a superfície específica da cinza é função de sua finura e do teor de resíduos, e, por conseguinte não é bom critério de qualidade cinza com baixas superfícies específicas;
- a porcentagem de cinza que passa na peneira n° 325 dá uma indicação do teor de resíduo e da qualidade do material reativo;

- a concentração molecular do teor de  $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$  está em relação direta com a resistência, e não se encontram relações significativas entre a composição química ou física das cinzas e sua reação com a cal.

Sobre as resistências produzidas por misturas solo-cinza-cal, atendida a umidade ótima de compactação, Mateos (1961) observou que a máxima resistência nem sempre é produzida com a compactação no teor ótimo de umidade. Nos solos que tem grandes teores de argila, a umidade correspondente à resistência máxima está do lado úmido da compactação.

Ainda no trabalho de Mateos (1961) com solos do estado de Iowa, as pesquisas demonstraram que com diferentes energias de compactação, normal e modificada, as misturas apresentaram um aumento da resistência variando de 50% a 160%, e que, o período de cura é um fator importante para o bom desenvolvimento das reações pozolânicas.

A reação entre a cal e a cinza volante é sensível à temperatura de tratamento. Verificou que com a cal dolomítica se obtém, em geral, resistências maiores do que com a cal calcítica no sistema areia-cal-cinza a temperaturas que vão até 30°C; porém entre 60°C e 120°C a cal calcítica é mais eficaz. Cinzas volantes com altos teores de carbono retardam a reação pozolânica para temperaturas acima de 60°C.

No trabalho de Pinto (1971), utilizando areia uniforme de duna, cinzas volantes da Usina Termelétrica de Charqueadas – R.S. e cal dolomítica o autor chegou as seguintes conclusões:

- a resistência máxima atingida pela mistura de areia-cal-cinza volante geralmente é verificada para um teor de umidade abaixo da umidade ótima de compactação;
- a umidade correspondente à resistência máxima se aproxima do teor ótimo de umidade à medida que cresce o teor de cinza volante;
- o teor de umidade de compactação necessária para produzir a resistência máxima depende do período de cura, ou seja, quanto maior o período de cura, tanto maior é o teor de umidade correspondente a resistência máxima;
- para a areia analisada a porcentagem de cinza volante para a obtenção de resistências elevadas estariam entre 15% e 25% ou talvez 30%, isto para 6% de cal dolomítica hidratada;
- quanto maior a energia de compactação maior as resistências obtidas pelas misturas estudadas;
- as resistências obtidas pela mistura areia-cal-cinza volante crescem substancialmente com o prolongamento da idade de cura;
- baixas temperaturas retardam a formação de compostos cimentantes;
- corpos-de-prova curados á elevadas temperaturas atingiram em poucos dias resistências bem superiores aos curados em muitos dias a temperatura ambiente.

Diante dos resultados o autor concluiu que a cinza volante nacional constitui um material precioso na estabilização de solos, que pode coadjuvar, corrigir e até substituir materiais tradicionais. No caso da areia o produto se comportou com resistência adequada.

## 2.2 TIPOS DE SOLOS

A estabilização pozolânicas com solos granulares (sem finos) tem sido um sucesso em todo o mundo, Nardi (1985). Para solos não granulares ou mesmo granulares com certa quantidade de finos, o êxito dependerá exclusivamente da quantidade de cal hidratada requerida, pois tais misturas deverão proporcionar técnicas a valores economicamente viáveis. Os solos finos mais indicados são os que possuem sílica-ativa em sua composição, solos estes geralmente formados em regiões vulcânicas não muito comuns no Brasil.

Sobre os tipos de solos Mateos (1961) observou que os solos arenosos são os que mais se beneficiam com a adição da cal e cinza volante, isso desde que a cinza seja de boa qualidade.

Os solos são sistemas dispersos cuja fase sólida é constituída de frações grosseiras (areias e areias com silte) e de frações finamente divididas de alta superfície específica (argilas e coloides).

O projeto CICASOL (1984) descreve que as frações grosseiras, quando provenientes dos horizontes “A” e “B” dos solos, constituem-se normalmente por minerais primários (quartzo, poucos feldspatos e outros em quantidades reduzidas) que devido às suas características físicas, químicas e mineralógicas, são geralmente muito estáveis. Esses minerais quando submetidos à ação da cal por curto períodos de tempo comportam-se como substâncias inertes, não sendo, portanto, reservas ou fontes de elementos necessários à estabilização com cal. Verifica-se, porém que após períodos mais prolongados, mesmo materiais como o quartzo são atacados. Ainda segundo o projeto CICASOL (1984) alguns materiais, essencialmente grosseiros e ricos em feldspatos, e/ou minerais silicatos primários, podem apresentar comportamentos diferentes. A liberação de elementos do solo para a solução pode ser razoavelmente intensa, mesmo após pequenos períodos de cura, e reservam-se estes casos normalmente ao horizonte “C” dos solos, onde ainda são preservados os minerais originais das rochas, sendo a caracterização pedológica, a análise mineralógica e a avaliação do grau de alteração dos minerais primários muito importantes.

Segundo Guimarães (2002), falta muito para um conhecimento perfeito sobre as modificações provocadas pela adição de cal em solo argiloso, mas é ponto indiscutível que a cal afeta favoravelmente certas propriedades dos solos com a presença de argilas. Ainda, segundo o

mesmo autor, as melhorias mais comuns alcançadas através de estabilização incluem alteração textural com agregação e floculação das partículas, redução do índice de plasticidade, redução do índice de expansão, aumento da durabilidade e da resistência.

Guimarães (2002) afirma que, apesar dos solos não se constituírem em pozolana podem apresentar uma fração argila com caráter pozolânico, dependendo da sua natureza mineralógica e textural (superfície específica).

Gomes (1988) afirma que, a técnica de difração de raios-X (DRX) fornece informações amplas, precisas e detalhadas quanto à qualificação, caracterização e quantificação dos minerais presentes.

Segundo Guimarães (2002) em solos muito úmidos, estabilização pode também ser usada para fornecer uma plataforma de trabalho para as operações de construção. Estes tipos de melhoria da qualidade do solo são referidos como solos modificados.

Na análise sobre o efeito das diferentes proporções de cinza e cal, Mateos (1961) não encontrou relação geral entre o teor de cal mais cinza e a resistência dos solos estabilizados. Utilizando teores de cinza variando de 10 a 30 % e cal de 3 a 9%, verificou que as proporções dependem do tipo de solo a ser estabilizado, como também da qualidade da cinza produzida na termelétrica.

As propriedades mecânicas das misturas, no processo de estabilização, são influenciadas mais pelo tipo de solo do que pelos tipos de cal e cinza volante.

### 2.3. ESTUDO DOS ADITIVOS

No estudo dos aditivos, o manual técnico TM 5-822-14 ARMY (1994) salienta que pode haver mais de um agente estabilizador para um determinado tipo de solo, no entanto, algumas orientações tornam-se desejáveis para a estabilização, como a granulometria, plasticidade e textura. O cimento Portland, é empregado em uma variedade de tipos de solo, no entanto, é desaconselhável o emprego do cimento em solos com frações muito finas ( $< 0,075$  mm), os materiais plásticos devem ser evitados. A cal reage com solos de média à alta plasticidade reduzindo a plasticidade, aumentando a trabalhabilidade e a resistência. A cal é utilizada para estabilizar uma variedade de materiais, incluindo subleitos de baixa resistência, transformando-os em uma “base de trabalho” ou sub-base. A cal utilizada com bases granulares forma uma camada de base de alta qualidade. A cinza volante é um material pozolânico, que reage com cal e é, portanto, quase sempre utilizada em combinação com cal em solos que têm pouca ou nenhuma plasticidade. Muitas vezes é desejável a utilização de

uma pequena quantidade de cimento Portland com a cal e cinza volante para uma maior resistência. Esta combinação de cimento, cal e cinzas volantes tem sido usada com sucesso na estabilização de base em pavimentos.

### 2.3.1 Cales

No trabalho sobre as cales de Sampaio e Almeida (2005) os autores afirmam que talvez não haja outras rochas com uma variedade de usos tão ampla quanto calcário e dolomito. Essas rochas são usadas na obtenção de blocos para a indústria da construção, material para agregados, cimento, cal e até rochas ornamentais. Destacam os autores que a cal ou óxido de cálcio (CaO) é um produto derivado da calcinação do calcário ou do dolomito. A cal é produzida com base em calcário com elevado teor de cálcio ou de magnésio. Normalmente, a cal, com elevado cálcio, tem menos de 5% de MgO. Quando a cal se origina de um calcário com elevado teor de magnésio, o produto é conhecido por cal dolomítica.

As principais rochas carbonatadas mais comercializadas, em todo mundo, são calcário e dolomito. São rochas sedimentares compostas basicamente por calcita (CaCO<sub>3</sub>), enquanto os dolomitos são também rochas sedimentares, compostas basicamente pelo mineral dolomita (CaCO<sub>3</sub>.MgCO<sub>3</sub>). Em termos financeiros, a calcita apresenta maior valor econômico, comparada às demais, dolomita, mármore e greda ou giz.

Guimarães (2002) faz as seguintes definições do que sejam rochas carbonatadas: calcário, calcário magnésiano e dolomita.

*“Calcário: rocha carbonatada onde a relação entre a porcentagem de CaCO<sub>3</sub> e a porcentagem de MgCO<sub>3</sub> é igual ou maior que 10 – podendo ser puro (quando contém menos de 8% de minerais não carbonatados); argiloso (quando possuem 8 a 35% de minerais não carbonatos, principalmente de silicatos argilosos); silicoso (quando contém 8 a 50% de minerais não carbonatos, principalmente de quartzo);*

*Calcário magnésiano: rocha carbonatada onde a relação entre a porcentagem de CaCO<sub>3</sub> e a porcentagem de MgCO<sub>3</sub> tem valores entre 10 e 3,5 – podendo ser puro (quando tem menos de 8% de minerais não carbonatos) ou impuros (quando tem de 8 a 50% de minerais não carbonatos);*

***Dolomito:** rocha carbonatada onde a relação entre a porcentagem de  $\text{CaCO}_3$  e a porcentagem de  $\text{MgCO}_3$  tem valores entre 1,5 a 1 - podendo ser puro (quando tem menos de 8% de minerais não carbonatos) ou impuros (quando tem de 8 a 50% de minerais não carbonatos.)*

A similaridade entre as propriedades físicas dos minerais carbonatados resulta em uma dificuldade na identificação, ou melhor, na distinção entre eles. Em decorrência disso, são utilizados recursos adicionais de identificação, além do uso convencional das propriedades físicas desses minerais e/ou rochas. Desse modo, os recursos de análises químicas e de difração de raios-X, microscopia eletrônica, entre outros, são os mais utilizados.

Em geral, a calcinação ocorre em temperatura próxima àquela de fusão do material, no caso do calcário, na faixa de 900 a 1.000°C.

O resultado da calcinação das rochas calcárias, constituídas por carbonato de cálcio e/ou carbonato de magnésio, estão descritos no trabalho de Behak (2007) conforme abaixo. O resultado da calcinação é o óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) e cálcio e magnésio ( $\text{CaO} - \text{MgO}$ ), genericamente denominados de cal viva ou cal virgem.

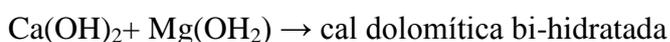
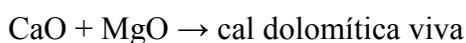
As reações de formação da cal viva está apresentada na Equação 2.1.



Quando à cal viva é adicionada água, se produz sua hidratação, obtendo-se como resultado cal hidratada ( $\text{Ca(OH)}_2$ ). A hidratação da cal viva é exotérmica, com grande liberação de calor, segundo Guimarães (2002), a liberação de calor para as cales com de alto cálcio é na ordem de 272 kcal/kg. A Equação 2.2 mostra a reação de hidratação da cal calcítica.



Além dessa cal, podem-se ter cales dolomíticas, quando o processo de calcinação é a partir de calcário dolomítico (ricos em magnésio). As cales dolomíticas são misturas de óxidos ou hidróxidos de cálcio e magnésio reconhecendo-se os seguintes tipos de cales:



A reação de hidratação a partir da cal viva dolomítica está representada na equação 2.3.



O calor que acompanha as reações exotérmicas das cales dolomíticas segundo Guimarães (2002) é de 211 kcal/kg. Destaca o autor que, ao óxidos de cálcio e magnésio iniciam o processo de hidratação ao mesmo tempo, mas o primeiro com velocidade maior.

Outro produto originado da calcinação do calcário é a cal denominada hidráulica, produto intermediário entre a cal virgem e o cimento Portland. Vitalis (1806) e Vicat (1818) *apud* Guimarães (2002) destacam que as propriedades hidráulicas são decorrentes da presença de silicatos e aluminatos, e que, a obtenção da cal hidráulica é decorrente da calcinação de calcários argilosos que produzem a combinação do óxido de cálcio com a sílica-quartzo e os minerais argilosos, formando alto percentual de compostos com propriedades hidráulicas.

Sobre a definição do que seria cal hidráulica, Rohde *et al.* (2012), afirmam uma série de divergências conceituais das fontes normativas ASTM C5:2010, que trata das cales vivas, da ASTM C206:2003 que trata das cales hidratadas para argamassa e revestimento, da ASTM C207:2006, que trata das cales hidratadas para argamassa de assentamento, da ASTM C141:2009, que trata das cales hidráulicas, da ASTM C821:2009, que trata das cales para uso com pozolana e da norma européia NF EM 459-1:2002, que aborda todas as cales utilizadas na construção, incluindo cales vivas, hidratadas e cales hidráulicas.

A primeira divergência segundo o autor são as definições da ASTM e da norma europeia, a ASTM define cal hidráulica como:

*“um produto cimentício hidratado seco obtido pela calcinação de uma rocha calcária contendo sílica e alumina, ou uma mistura sintética de composição similar, a uma temperatura baixa de fusão incipiente de modo a formar suficiente cal livre (CaO) para permitir a hidratação do mesmo.”*

Já a NF EM 459:1:2002 define cales hidráulicas como:

*“cales principalmente constituídas de hidróxido de cálcio, de silicatos de cálcio e de aluminatos de cálcio produzidos pela mistura de componentes apropriados. Elas possuem a propriedade de fazer a pega e endurecer na presença de água. O dióxido de carbono presente no ar contribui igualmente ao processo de endurecimento.”*

A norma norte americana restringe-se sobre pré-calцинаção, para misturas pós-calcinada a ASTM publica outros textos normativos. Já a norma CEN deixa clara a possibilidade de misturas artificiais, não mencionando a obrigatoriedade de calcinação da mistura.

Ainda segundo Rohde *et al.* (2012), estas normas vão ao encontro da prática atualmente utilizada pelos fabricantes de cal da região de Caçapava do Sul, no estado do Rio Grande do Sul.

Sampaio e Almeida (2005) destacam que produção da cal tornou-se uma prática tão comum ao longo dos anos que as investigações concentraram-se no desenvolvimento dos equipamentos de calcinação, isto é, dos fornos de calcinação. No presente, há pouca pesquisa dirigida à cinética e à termodinâmica das reações de calcinação e hidratação. O foco principal das pesquisas está no consumo de energia e na eficiência do combustível utilizado no processo.

A CIENTEC recentemente patenteou um processo e equipamento para calcinação de materiais calcários em leito fluidizado. A tecnologia permite através da calcinação em leito fluidizado obter material cimentante para a construção civil. Os materiais cálcicos utilizados como matéria prima são calcários, mármore, dolomitas e, dentre os combustíveis estão o carvão mineral, casca de arroz, xisto entre outros.

Ainda segundo Sampaio e Almeida (2005) é muito difícil encontrar um calcário que reúna todas as características exigidas para a fabricação de cimento. O calcário deve ter elevado teor de  $\text{CaCO}_3$ , baixos teores de sílica, óxidos de ferro e alumínio e, em particular, baixo teor de  $\text{MgCO}_3$  que é o mais comum nos calcários.

O projeto CICASOL (1984), apontou que no Rio Grande do Sul, as maiores explorações de calcário para cal ocorrem nos municípios de Caçapava do Sul, responsável por mais de 50 % da produção de cal e em Rio Pardo.

Esses jazimentos calcários, economicamente exploráveis, estão normalmente associados tanto a rochas Pré-Cambrianas como Paleozóicas e constituem os calcários metamórficos. Petrograficamente classificam-se na sua maior parte como mármore.

Do ponto de vista químico, os calcários metamórficos são predominantemente dolomíticos-calcíticos e dolomitos.

As ocorrências calcárias do Rio Grande do Sul distribuem-se geograficamente no Centro-Sul do estado, sendo as maiores reservas no município de Bagé, seguindo-se Caçapava do Sul e Cachoeira do Sul.

Sendo os calcários do Rio Grande do Sul predominantemente dolomitos-calcíticos e dolomitos, as cales são ricas em MgO. As poucas ocorrências de calcários puros existentes,

principalmente nos municípios de Pedro Osório, Arroio Grande e São Gabriel são absorvidas pelas fábricas de cimento.

Guimarães (2002) afirma que, quando a cal é adicionada ao solo, seu pH, em geral entre 4,5 e 6,5, eleva-se para 11-12. São criadas as condições alcalinas nos quais os minerais da fração argila e até o próprio quartzo podem reagir com a cal, formando aluminatos, silicatos, aluminosilicatos de cálcio hidratados em números significativos.

Estudos desenvolvidos afirmam que cales são viáveis de serem utilizadas desde que atendam determinados teores de CaO e MgO e de índice de finura.

No Brasil, a ABNT NBR 7175 (2003) – Cal hidratada para argamassas estabelece as exigências químicas e físicas classificando em cales em tipo I, II e III. A Tabela 2.1, sintetiza as prescrições da norma.

Tabela 2.1 – Características químicas e físicas das cales hidratadas

Propriedades	Tipos de cales	I	II	III
Químicas	CO <sub>2</sub> fábrica (% máximo)	5	5	13
	CO <sub>2</sub> depósito (% máximo)	7	7	15
	Óxidos totais (% mínimo)	90	88	88
	Óxidos não hidratados (% Máximo)	10	15	15
Físicas	% máximo retido # 0,6 mm	0,5		
	% máximo retido # 0,075 mm	10	15	15
	Estabilidade	Sem cavidades ou protuberâncias		
	Plasticidade (mínimo)	110		
	Retenção de água (mínimo)	75	75	70
	Incorporação de areia	3,0	2,5	2,2

Fonte: ABNT NBR 7175(2003).

### 2.3.2. Cinza Volante

A cinza volante pode ser definida como material pozolânico uma vez que é um material silico-aluminoso que, por si só, possui pouca ou nenhuma atividade aglomerante, mas que, quando finamente dividido ou na presença de água, reage com o hidróxido de cálcio à temperatura ambiente para formar compostos aglomerantes. Por ser resíduo que resulta da combustão podem ser também ser definidos como pozolana artificial.

Segundo Rohde *et al.* (2006), não existe no Brasil sistema de classificação específico para as cinzas. A ABNT NBR 12563 (1999) – Materiais Pozolânicos, enquadram as cinzas volantes na classe “C” do sistema de classificação estabelecido. No estudo o autor observa que as limitações apresentadas pela norma representa uma das barreiras para a aceitação das cinzas. Não há uma legislação específica, as cinzas de carvão são reguladas como resíduos sólidos, o

que significa, que o seu uso requer uma aprovação específica e monitoramento ambiental prolongado.

A Tabela 2.2 apresenta as classes dos materiais pozolânicos de acordo com a ABNT NBR 12563 (1999), as exigências químicas e físicas que devem ser observadas por cada material de cada classe. O trabalho de Rohde *et al.* (2006) destaca que as cinzas volantes (*fly ash*) sul brasileiras como as de fundo (*bottom ash*), apesar de apresentarem propriedades pozolânicas nas condições ambientais, quando passam por tratamento hidrotérmico tem a reatividade acelerada com o aglomerante, podendo ter a formação de silicatos cálcicos hidratados e outros compostos cimentantes, em tempo reduzido. Sendo a cinza resultante de uma matéria prima que durante a combustão atinge temperaturas superiores a 1000°C, observa o autor que é importante diferenciar as expressões “cinza” e “matéria mineral”. Matéria mineral é a fração inorgânica associada ao carvão e que muitas vezes é quase impossível sua separação da fração carbonosa pelos processos usuais. A matéria mineral que dá origem a estas cinzas corresponde às impurezas inerentes que estão intimamente ligadas à matéria carbonosa.

Tabela 2.2 – Classificação dos materiais pozolânicos

Propriedades		Classe dos materiais		
		N	C	E
Exigências químicas	SiO <sub>2</sub> +Al <sub>2</sub> +Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (% mínimo)	70	70	50
	SiO <sub>3</sub> (% máx)	4,0	5,0	5,0
	Teor de umidade (% máx)	3,0	3,0	3,0
	Perda ao fogo (% máx)	10,0	6,0	6,0
	Álcalis disponíveis em Na <sub>2</sub> O (% máx)	1,5	1,5	1,5
Exigências físicas	Material retido na peneira 45 µm (% min.)	34	34	34
	Índice de atividade pozolânica - com cimento (% mín)	75	75	75
	- com cal (MPa)	6,0	6,0	6,0
	Água requerida (% máx)	115	110	110

Fonte: ABNT NBR 12563 (1999).

Destaca ainda o estudo de Rohde *et al.* (2006) que a formação das cinzas se dá pela combustão direta do carvão fóssil, que uma matéria prima sólida constituída por duas frações intimamente misturadas, uma orgânica (matéria volátil mais carbono fixo) e uma fração mineral (argilas, quartzo, piritas, carbonatos, etc). Pela ação do calor a fração orgânica gera voláteis e coque, enquanto que a fração mineral se transforma em cinza com uma mineralogia

modificada. Cerca de 90 a 95% das cinzas de carvão, produzidas no Brasil, provem de usinas de geração de energia elétrica. Os 5 a 10% restantes são gerados em pequenas unidades industriais, que usam carvão para a geração de vapor e calor.

Diferentes tipos de cinzas são geradas a partir de diferentes formas de combustão de carvão. As cinzas resultantes da queima de carvão em pó (menor que 0,1mm) originadas da combustão de carvão pulverizado em leito de arraste são conhecidas como de arraste. A combustão em leito de arraste é o sistema mais importante no sul do Brasil, e responsável por cerca de 95% do consumo do carvão. A combustão do carvão pulverizado produz em média 75% de cinza volante e 25% de cinza de fundo.

Os resultados dos estudos apresentados por Rohde *et al.* (2006) sobre as características químicas, físicas, mecânicas e mineralógicas referente às cinzas volantes da termelétrica Presidente Médici no município de Candiota – RS, podem, segundo o autor, por semelhança gerada a partir da pulverização do carvão em leito de arraste, nos diversos segmentos industriais e nas termelétricas, afirmar que os processos desenvolvidos para a utilização das cinzas volantes de Candiota, são suscetíveis de serem aplicados para qualquer cinza volante resultante da queima de carvão pulverizado, sem nenhum prejuízo para suas propriedades físicas e químicas.

As características químicas das cinzas volantes estão muito relacionadas às características dos carvões que lhe dão origem. Os teores de cinzas, determinados ao longo de várias décadas, têm revelado uma grande uniformidade, representando aproximadamente 50% da massa do carvão; mais de 90% das cinzas de carvão consistem de sílica ( $\text{SiO}_2$ ), alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) e óxido de ferro. Óxidos de cálcio, magnésio, sódio, potássio, titânio e outros podem também estar presentes em baixos teores.

As composições químicas típicas das cinzas volantes das principais usinas termelétricas e unidades industriais determinadas no Departamento de Química da CIENTEC, estão apresentadas na Tabela 2.3. Conforme pode se deduzir, as cinzas são constituídas predominantemente de silicatos e aluminatos amorfos, com valores de sílica próximos e superiores a 60%.

No que se refere às características físicas um dos parâmetros mais importantes é a distribuição granulométrica. De uma forma geral, as composições granulométricas determinadas pelos processos convencionais para solos tem mostrado uma extraordinária uniformidade ao longo dos anos. As cinzas volantes sul brasileiras provenientes da combustão do carvão pulverizado, se situam na faixa de silte com areia. Determinações realizadas no Laboratório de Solos do Departamento de Geotecnia - DEPGEO da CIENTEC, em consonância a norma ABNT NBR

7181 (1983), revelaram aproximadamente 30% areia fina, 65% de silte, e 5% de argila. O coeficiente de uniformidade varia entre 3,5 a 7,5.

Tabela 2.3 – Composições químicas das cinzas volantes

Constituintes maiores	Copesul Braskem	Tubarão	Charqueadas	Riocell	Candiota
	Cinza volante	Cinza volante	Cinza volante	Cinza volante	Cinza volante
SiO <sub>2</sub>	64,4	56,50	62,20	59,40	65,70
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	18,20	28,00	26,00	27,50	20,30
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,50	6,40	2,90	2,10	4,60
TiO <sub>2</sub>	0,80	1,31	1,10	1,15	0,69
CaO	2,15	0,92	1,26	2,20	0,37
MgO	0,88	0,45	0,35	0,43	0,46
K <sub>2</sub> O	1,41	2,50	1,41	1,10	1,12
Na <sub>2</sub> O	0,34	0,23	0,18	0,12	0,10
C	0,14	0,21	1,09	1,19	0,05
S	0,09	<0,05	<0,05	0,09	<0,05

Fonte: Rohde *et al.* (2006).

Nos ensaios realizados para determinação dos limites de Atterberg segundo as normas da ABNT, as cinzas volantes para os propósitos de engenharia são consideradas como não plásticas e não coesivas.

A massa específica real dos grãos das cinzas é normalmente bem inferior às massas específicas dos solos argilosos, arenosos ou pedregulhosos e varia numa faixa entre 20,50 KN/m<sup>3</sup> e 22,00 KN/m<sup>3</sup>.

Destaca ainda o estudo de Rohde *et al.* (2006), que no Brasil não existe classificação geotécnica específica para as cinzas de carvão fóssil. Na classificação geotécnica das cinzas de acordo com os sistemas empregados no Brasil voltado para classificar solos na pavimentação, Sistema Unificado de Classificação (Unified Classification System – USC) e a Classificação do TRB (Transportation Research Board) e o MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), método desenvolvido no Brasil para solos tropicais de graduação fina < 2,00 mm, encontram-se relacionados na Tabela 2.4.

Apesar de não se tratar de solos, mas sim de resíduos industriais, e das limitações a que estão sujeitas as diferentes classificações constituem um meio prático para uma tentativa de identificação geotécnica das cinzas.

Tabela 2.4 – Classificação geotécnica das cinzas

Método	Classificação
Classificação USC	ML (silte arenoso inorgânico)
Classificação TRB	A – 4 (solo siltoso não plástico)
Classificação MCT	LA (areia com pouca argila)

Fonte: Rohde *et al.* (2006).

### 2.3.3 Reações químicas

O estudo desenvolvido por Mateos (1961) constatou que, quando a cal e a cinza são adicionadas ao solo, ocorrem três tipos de reações, a cal se combina com as partículas de solo, com o dióxido de carbono presente no ar e na água contida no solo, e com a cinza volante numa reação pozolânica.

Na combinação do solo com a cal, alguns minerais argilosos em presença de certas soluções têm a propriedade de absorver ânions ou cátions e retê-los permanentemente ou trocá-los por outros Shen *apud* Ceratti (1979). Devido a isso, os cátions do cálcio da cal substituem os íons metálicos na superfície da partícula de argila, ou reúnem-se sobre esta superfície. Como a ligação das partículas de argila entre si depende da carga e tamanho dos íons na sua superfície, a predominância dos íons cátions bivalentes substituindo íons monovalentes, atrai as partículas entre si mais intimamente, floculando-as. Isto provoca uma redução da plasticidade do solo, melhorando sua trabalhabilidade, e ainda reduzindo as mudanças de volume devido à presença da água, Mitchell e Moreland *apud* Ceratti (1979). A outra maneira de combinação da cal com o solo, que se dá quando este está no estado compactado é de natureza pozolânica e semelhante à reação da cinza volante com a cal. Neste caso os minerais de alumínio e sílica do solo reagem com a cal produzindo um gel de silicatos e aluminatos de cálcio, que provocam a cimentação das partículas entre si. Esta cimentação sofre influência da quantidade e do tipo de pozolana presente no solo, bem como do tipo de argilo mineral e condições ambientais. Como estes fatores variam de solo para solo, necessitando, em alguns casos, da adição de materiais pozolânicos como a cinza volante, para que tenham as reações de cimentação desejadas.

As reações que ocorrem em uma mistura de cinza volante e cal hidratada são muito complexas, não somente pelo número de reações possíveis, mas também porque há uma grande variedade de produtos destas reações. Além disso, existem muitas reações que não podem ocorrer à temperatura ambiente. Supõe-se que um membro da família da tobermorita (silicato de cálcio hidratado) e possivelmente etringita (sulfato de cálcio e alumínio hidratado) são os principais materiais cimentantes que podem ser formados segundo Minnick *apud* Ceratti (1979). Entre os materiais cimentantes formados, Guimarães (2002) destaca CSH, CSH(gel),  $C_4AH_{13}$ ,  $C_2AH_8$ ,  $C_3AH_6$ , e o  $C_2ASH_n$ , onde C = cal, S=SiO<sub>2</sub>, A = Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e H = H<sub>2</sub>O a consolidação do géis cimenta as partículas vizinhas.

Eades e Grim *apud* Guimarães (2002) observa que a reação é lenta e só se completa alguns anos depois. Requer temperatura acima de 21°C e algumas semanas. Em temperaturas maiores, a reação pode ser acelerada podendo atacar a sílica (quartzo) granular presente no solo.

Ingles *apud* Ceratti (1979) destaca também que a reação cimentante é lenta provocada pela cal e cinza volante que se desenvolve ao longo do tempo. Comparando-se com a reação aglomerante do cimento, verifica-se que é muito mais lenta, pois no caso do cimento já existem os componentes cimentantes em forma anídrica, o que não ocorre no caso da cal e cinza volante, onde estes componentes são formados a partir de reações entre as duas partes, em presença de água.

A combinação com o dióxido de carbono do solo forma carbonato de cálcio e ou magnésio, dependendo do tipo de solo. Esses carbonatos têm propriedades cimentante muito fracas, e também inibem a ação das pozolana Mitchel *apud* Ceratti (1979).

Segundo Silva (1982) o principal produto cimentante originado da reação pozolânica é um silicato hidratado de cálcio denominado tobermorita. Visto que grande parte das pozolanas contém quantidades variáveis de sílica, outros compostos envolvendo ferro, alumina e álcalis também podem ser formados. Os silicatos e os aluminatos de cálcio têm sido identificados nas reações entre a cal e a cinza volante. Possivelmente outro composto cimentante formado seria a etringita (sulfato de cálcio e alumínio hidratado). Ainda segundo Silva (1982), as pozolanas que contém sílica na forma amorfa reagem com a cal mais rapidamente do que aquela que contém sílica na forma cristalina, devido a esta última apresentar ligações iônicas bastante mais fortes, e a velocidade de reação variar inversamente ao tamanho dos cristais.

A reatividade das pozolanas está relacionada com a natureza alcalina das misturas entre a cal e a pozolana. A ativação da sílica através dos ions-hidroxila desempenha um importante papel na formação dos silicatos de cálcio, Silva (1982).

Ceratti (1979) salienta que uma característica importante das misturas de solo com cal e cinza volante é a auto-cimentação, fenômeno pelo qual a amostra sofre auto-cimentação em suas fissuras, regenerando-se. Isso ocorre devido ao prosseguimento das reações entre a cal e a cinza volante ao longo do tempo, e é dependente de muitos fatores, dentre os quais: a idade em que ocorreu o fissuramento, o grau de contato das superfícies fissuradas, as condições de cura, a efetividade da cal e cinza volante na reação e as condições de umidade.

Segundo Fogaça (1996), as misturas para pavimentos estabilizados com cinza volante e cal normalmente não apresentam, aos sete dias de cura, um ganho de resistência suficiente para permitir a liberação do tráfego ou mesmo da obra. Nardi (1979), afirma que é vantajoso acelerar as reações com cimento Portland, à hidratação do cimento forma produtos cimentantes numa reação mais rápida do que a pozolânica, e assim acelera o ganho de resistência à compressão da mistura, permitindo liberar o tráfego em curto prazo. De acordo com Mateos (1961), o cimento Portland comum tem pouca influência no ganho de resistência imediata, embora se saiba ser diferente o comportamento com o cimento Portland de alta resistência inicial.

Pequenas quantidades de aditivos químicos adicionados às misturas pozolânicas proporcionam grande aumento de resistência. A quantidade varia de 0,5 % a 1 % em reação ao peso seco da mistura, Mateos (1961).

Os efeitos dos aditivos químicos na mistura podem resultar no efeito de um ou mais dos seguintes fatores: aumento da velocidade da reação pozolânica e produção de produtos cimentantes secundários.

## 2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Grande parte dos ensaios de avaliação da atividade pozolânica concentra-se na verificação do desenvolvimento de resistências mecânicas ao longo do tempo. Isso se dá por ser um método de fácil execução e com custo relativamente baixo se comparado com os métodos diretos. Porém possui a desvantagem de não ser possível distinguir se o ganho de resistência mecânica é devido ao efeito químico ou o efeito físico da pozolana, dificultando a busca racional de alternativas para melhoria de desempenho do sistema via manipulação da pozolana.

A verificação da evolução da resistência mecânica serve também para obter uma estimativa do teor ótimo de pozolana em função da máxima resistência à compressão para uma determinada condição. Isso é feito com o incremento dos teores de pozolana nas pastas mistas de areia com cimento ou cal, Nita (2007).

As normas ABNT NBR 5751 (1992) e ABNT NBR 5752(1992) relatam a medida da atividade pozolânica através da evolução da resistência mecânica de misturas de pozolana com cal ou cimento Portland, em proporções volumétricas definidas de areia normal, pozolana, cal ou cimento Portland e água. No entanto, o efeito físico medido se refere às composições e materiais ensaiados.

Nos ensaios de laboratório o controle do processo de cura é fundamental, pois existe o risco de parte do hidróxido de cálcio seja consumido pela carbonatação, o que poderia resultar em uma quantidade menor de hidróxido de cálcio real disponível para a reação pozolânica.

#### 2.4.1 Resistência à compressão simples – RCS

Nardi (1975) ao estudar a estabilização de areia com cinza volante e cal constatou um crescimento progressivo da RCS, aproximadamente linear com o tempo, que depende não somente do esforço de compactação, mas também das dosagens das misturas.

O estudo de Nardi (1978) descreveu um método de ensaios para a determinação da resistência à compressão simples de misturas de solo com cinza volante e cal comprovando com satisfatória repetitividade, a viabilidade das misturas compactadas de solos granulares com cinza volante e cal.

Segundo Baptista (1976), a resistência à compressão simples mínima a ser alcançada, após 7 dias de cura, em misturas estabilizadas com cal, para seu emprego como base de pavimentos deve estar entre 0,7 a 1,0 MPa.

Já Mateos (1961) no seu estudo sobre as misturas pozolânicas, observou que quando bem compactadas e curadas em laboratório, podem atingir resistência à compressão simples acima de 10 MPa aos 28 dias de cura. Verificou também um aumento da resistência à compressão simples com o aumento da energia de compactação. Conclui ainda que a resistência das misturas é fortemente influenciada pela temperatura de cura, recomendando a construção de camadas estabilizadas no início do verão.

Em pavimentos pozolânicos, Barenberg *apud* Nardi (1979), observou um rápido desenvolvimento da resistência em seu primeiro ano, embora as reações pozolânicas permaneçam praticamente latentes no período de inverno rigoroso (temperatura abaixo de 7°C). Resistências de até 17,5 MPa poderão ser atingidas ao fim de um ano. Valores entre 5,3 a 17,5 MPa são considerados os mais típicos. Foram encontrados valores de até 28 MPa (8 a 10 anos), mas estes resultados devem ser considerados excepcionais.

Nos estudos de Ceratti (1979) com solos residuais estabilizados com cal e cinza volante (misturas pozolânicas), o autor conclui que é possível ensaiar em laboratório com satisfatória

repetitividade em todas as misturas, utilizando equipamento reduzido para moldagem dos corpos-de-prova. Salientou que se deve evitar a compactação do material no ramo úmido, devido à rápida queda de resistência, observou não haver praticamente variações nas resistências quando o teor de cal nas misturas foi elevado de 3% para 5%. Conclui que a adição da cinza elevou consideravelmente as resistências obtidas.

Sobre a resistência a compressão Ceratti (1979), descreveu que, a resistência à compressão não confinada é muito usada como parâmetro de seleção de misturas, embora não existam critérios fixados para isto. Estes critérios deveriam levar em conta o fato de que solos granulares estabilizados são mais fracos nos ensaios do que quando na obra, pois a sua resistência ao cisalhamento é aumentada pelo confinamento lateral. Solos coesivos, contudo, ganham pouca resistência adicional devido ao confinamento, e, portanto são mais indicados para uma avaliação direta pelo ensaio de compressão não confinada.

O estudo de Silva (1982) constatou que, em todas as misturas estudadas, a resistência à compressão simples cresceu com o período de cura, sendo este crescimento variável em função da procedência da cinza volante e da quantidade de aditivos empregados.

No relatório final do projeto CICASOL (1984) foram apresentadas curvas mostrando a variação das resistências à compressão simples para cada solo estudado aos 28 dias de cura, em função dos teores de cal e da cinza volante utilizados nas misturas. Das curvas foi possível concluir que a ação da cal e da cinza volante, de maneira geral, provoca um aumento nas resistências com a elevação do teor de cal e do tempo de cura. A ordem de grandeza dos aumentos observados está relacionada com o tipo de solo analisado.

#### 2.4.2 Resistência à tração por compressão diametral - RCD

Analisando estruturas de pavimentos semirrígidos, Fogaça (1996) observou que as tensões de tração na camada de base são críticas, devendo a camada possuir suficiente resistência à tração para suportar as tensões induzidas pelo tráfego, mudanças de temperaturas e recalque.

Medina e Motta (2005) descrevem que o ensaio de compressão diametral ou tração indireta desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro, serviu de base para o trabalho de Icarahy da Silveira na compressão diametral de amostras compactadas de solos coesivos, mas que pode determinar de maneira simples e indireta as resistências dos solos estabilizados com cal, cimento, asfalto, etc.

De acordo com Nardi (1987), as misturas pozolânicas apresentam a propriedade pouco comum de aumentar a resistência ao longo do tempo. Misturas com solos arenosos, cinza volante e cal, quando bem dosadas, compactadas e curadas por 28 dias podem atingir

resistência à compressão simples de até 9,3 MPa e a tração por compressão diametral de 1,0 MPa.

#### 2.4.3 Ensaio de módulo de resiliência por tração indireta - MR

A elasticidade de um material esta relacionada à capacidade do material de absorver energia de deformação e dissipar após a remoção das forças externas. A rigidez do material pode ser expressa pelo módulo de resiliência (MR) que é definido como a relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica e a deformação específica recuperável correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura. Segundo Nardi (1987), são muitos os fatores que influenciam a rigidez do produto final. Misturas com agregados finos e sem aditivos, como areia terão módulos baixos enquanto agregados graúdos como brita terão módulos altos. Destaca ainda que para as misturas pozolânicas a rigidez está intimamente ligada à resistência e ao tempo de cura.

Os valores típicos do módulo de resiliência estão compreendidos entre 2000 MPa e 15000 MPa.

Sobre o módulo de resiliência Medina e Mota (2005) apontam que é o ensaio recomendado pela American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO para a avaliação estrutural das camadas e do subleito dos pavimentos flexíveis desde 1986. No dimensionamento de pavimentos rígidos, obtém-se o módulo de reação, caracterizados o subleito e a sub-base pelos seus respectivos módulos de resiliência. Destacam ainda os pesquisadores que a tendência mundial é o estabelecimento de métodos de dimensionamento mecânicos tanto para pavimentos flexíveis e rígidos, novos ou restaurados. Utilizam as ferramentas da análise estrutural no cálculo de tensões e deformações e determinam os mecanismos de fadiga e de deformabilidade. Os parâmetros experimentais do modelo matemático são determinados no laboratório e no campo. A dose de empirismo prende-se principalmente na correta avaliação da ação do tráfego.

## 2.5 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Ao dimensionar um pavimento procura-se determinar as espessuras das camadas os tipos de materiais para suportar um volume de tráfego estabelecido, nas condições climáticas locais. Balbo (2007) ao resumir o número de métodos desenvolvidos no século XX, afirma que chegaria à ordem de dezenas, muitos porém constituem adaptações de métodos básicos levando em conta experiências locais. Segundo o autor, são três os tipos básicos de rupturas

que permeiam os critérios de dimensionamento. A ruptura plástica, ruptura por fadiga e ruptura funcional.

Sobre as modelagens dos métodos de projeto, Balbo (2007) resume em métodos empíricos, fruto da modelagem estatística da evolução de parâmetros físicos observados nos pavimentos em serviço, os métodos semiempíricos fruto da extrapolação e expansão de resultados empíricos com base em uma teoria analítica e métodos empírico mecanicista, fruto da calibração de modelos teóricos com dados experimentais obtidos em campo e laboratório.

Sobre os métodos utilizados para camadas cimentadas, o estudo de Lovato (2004) destaca o uso de dois principais métodos mecanísticos que consideram o pavimento como um sistema linear elástico; e os semiempíricos estatísticos, que se baseiam em informações obtidas através do comportamento de pavimentos experimentais. Piarc *apud* Balbo (2007) destaca que a expressão “pavimento semirrígido” como sendo aplicado internacionalmente a pavimentos constituídos por revestimento betuminoso, que em suas estruturas, apresentam no mínimo, uma camada de material estabilizado ou tratado com ligante hidráulico, o que lhe confere um comportamento diferenciado. Considerando uma perfeita ligação entre as camadas da estrutura de um pavimento, a Figura 2.1 apresenta o modelo de comportamento de uma estrutura semirrígida convencional, composta por revestimento asfáltico, base cimentada e subleito.

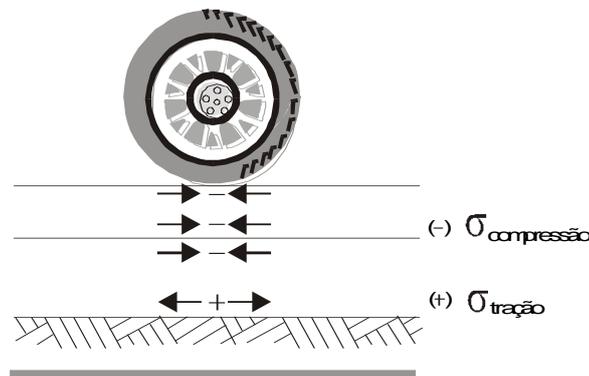


Figura 2.1 – Esforços nas interfaces de um pavimento semirrígido.

### 2.5.1 Método dimensionamento proposto por Pinto *et al.*(1983)

Pinto *et al.* (1983), utilizando a teoria da elasticidade e método de elementos finitos, estudou e analisou de 108 estruturas, elaborando com a utilização do *software* FEPAVE uma proposta para dimensionamento de pavimentos semirrígidos.

O trabalho está fundamentado no cálculo das tensões de tração ( $\sigma_t$ ), na fibra inferior da base cimentada e das tensões verticais ( $\sigma_v$ ), atuantes no subleito. O método está associado também às características do subleito, agrupando-os em três tipos em função da porcentagem de silte na fração fina (passante na peneira nº 200), conforme descritos a seguir.

*Tipo I* – solos argilo-siltosos, de coloração vermelho-alaranjada, com percentagem de silte na fração fina menor ou igual a 35%;

*Tipo II* - solos argilo-siltosos, de coloração vermelho-alaranjada, com percentagem de silte na fração fina maior que 35% e menor ou igual a 65%;

*Tipo III* - solos argilo-siltosos, de coloração vermelho-alaranjada, com percentagem de silte na fração fina maior que 65%. Enquadram-se, também nessa categoria, os solos granulares (arenosos ou pedregulhosos).

Os modelos analíticos desenvolvidos foram os seguintes:

a) Tensão de tração ( $\sigma_t$ ):

Subleito I

$$\sigma_t = -0,0017 + 0,0640 H_B \sqrt{E_B} \times 10^{-6} + 0,0151 H_R - 3,597 \sqrt{E_B} \times 10^{-6} \quad (\text{equação 2.4})$$

$$r^2 = 0,99$$

Subleito II

$$\sigma_t = -0,545 + 0,1296 H_B \sqrt{E_B} \times 10^{-6} + 0,0345 H_R - 5,659 \sqrt{E_B} \times 10^{-6} \quad (\text{equação 2.5})$$

$$r^2 = 0,97$$

Subleito III

$$\sigma_t = -2,74 + 0,0529 H_R + 0,0588 H_B - 1,649 \sqrt{E_B} \times 10^{-6} \quad (\text{equação 2.6})$$

$$r^2 = 0,97$$

Onde:

$$E_B \geq 20000 \frac{kgf}{cm^2}, \quad \sigma_t \text{ (sinal negativo)}$$

$$H_R \geq 2,5 \text{ cm e } H_B \geq 15 \text{ cm}$$

b) Tensão vertical ( $\sigma_v$ ):

Subleito I

$$\sigma_v = 1,90 - 0,02 H_R - 0,027 H_B - 1,373 \sqrt{E_B} \times 10^{-6} \quad (\text{equação 2.7})$$

$$r^2 = 0,94$$

Subleito II

$$\sigma_v = 0,996 - 0,00577 H_R - 0,0127 H_B - 1,125 \sqrt{E_B} \times 10^{-6} \quad (\text{equação 2.8})$$

$$r^2 = 0,87$$

## Subleito III

$$\sigma_v = 0,364 - 0,0028 H_R - 0,0052 H_B - 0,422 \sqrt{E_B} \times 10^{-6} \quad (\text{equação 2.9})$$

$$r^2 = 0,84$$

No dimensionamento de pavimentos o método sugere os seguintes valores admissíveis de tensões:

$$\sigma_t \text{ máx} \leq 0,70 \sigma_R \quad \text{condição (1)}$$

$$\sigma_v \text{ máx} \leq 0,50 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{condição (2)}$$

Onde:  $\sigma_t \text{ máx}$  – tensão de tração máxima admissível na fibra inferior da base cimentada,  $\text{kgf/cm}^2$ .

$\sigma_R$  - resistência à tração estática por compressão diametral, do material da base,  $\text{kgf/cm}^2$ .

$\sigma_v \text{ máx}$  - tensão vertical máxima admissível no solo de fundação ou subleito.

Os autores descrevem que a condição (1) garante a não ocorrência de ruptura por fadiga da camada de base, estabelecida a partir de ensaios de fadiga em laboratório do tipo compressão, e a condição (2) se baseia em estudos de deformações permanentes realizados no final dos anos 1970.

A fim de incluir a variável carga no dimensionamento Medina (1988), desenvolveu o modelo para o cálculo da tensão máxima de tração, gerada por uma carga de roda simples:

$$\sigma_t = 42,95 (H_R + H_B)^{-1,2} \cdot \left(\frac{M_B}{M_{SB}}\right)^{0,3577} \cdot Q^{-0,7155} \quad (\text{equação 2.10})$$

Onde:  $\sigma_t$  = tensão máxima de tração ( $\text{kgf/cm}^2$ );

$H_R$  = espessura da camada asfáltica de revestimento (cm);

$H_B$  = espessura da camada cimentada de base (cm);

$M_B$  = módulo de resiliência da mistura cimentada ( $\text{kgf/cm}^2$ );

$M_{SB}$  = módulo de resiliência da camada de sub-base ( $\text{kgf/cm}^2$ );

$Q$  = carga de roda simples (tf).

Ressalva o autor que, para que se possa aplica-la a qualquer carga de eixo, é necessário o cálculo da Carga de Roda Simples Equivalente (CRSE) conforme modelo desenvolvido por Rodrigues (1987). Indica ainda para tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) faixa de valores entre 50% a 70% da resistência de tração estática por compressão diametral.

Sobre o módulo de resiliência da mistura cimentada ( $M_B$ ) o estudo de Medina (1998) apontou a seguinte correlação com a resistência a compressão simples ( $\sigma_c$ ).

$$M_B = 2044 \sigma_c + 3744 \quad (\text{equação 2.11})$$

Para o módulo da sub-base o autor considera a condição mais desfavorável ( $M_{SB} = 500 \text{ kgf/cm}^2$ ), subleitos arenosos, ou sub-bases granulares espessas construídas sobre um subleito argiloso.

### 2.5.2 Método de dimensionamento da República da África do Sul

No estudo de Lovato (2004) o autor descreve o método de dimensionamento mecanístico da República da África do Sul (Paterson e Maree, 1994). O método baseia-se na determinação de parâmetros de resposta do pavimento às cargas do tráfego (tensões, deformações e deflexões em cada camada), admitindo-se um sistema elástico-linear multicamadas. Destaca o estudo que, a partir dos valores críticos obtidos para cada camada, são estabelecidos critérios de ruptura para limitar a ocorrência de trincas, deformações e/ou esmagamento nas camadas do pavimento. As respostas críticas em termos de tensões e deformações para cada material e camada são apresentadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Respostas estruturais críticas no Método da R.A.S.

MATERIAL/CAMADA	RESPOSTAS ESTRUTURAIS CRITICAS
Base granular	$\sigma_1$ e $\sigma_3$ (no meio da camada)
Camada betuminosa	$\varepsilon_h$ (fibra inferior)
Camada cimentada	$\sigma_h$ (fibra inferior) $\varepsilon_h$ (fibra inferior)
Subleito e sub-base granular	$\varepsilon_v$ (topo)

Onde:  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  – tensões principais;

$\sigma_v$  – tensão vertical;

$\sigma_h$  – tensão horizontal de tração;

$\varepsilon_h$  – deformação horizontal de extensão;

$\varepsilon_v$  – deformação vertical de compressão.

Nesse método o comportamento do pavimento é analisado de duas formas: através dos comportamentos individuais das camadas e do pavimento como um mecanismo único. Na sequência são apresentados os critérios de ruptura para cada camada e aspectos sobre o

mecanismo de degradação e dimensionamento de camadas cimentadas relacionados no estudo de Lovato (2004).

### 2.5.2.1 Revestimentos asfálticos

Revestimentos asfálticos de pequena espessura (entre 2 e 7,5 cm) podem sofrer trincamento por fadiga a flexão. Portanto, o critério de ruptura para este tipo de camada é baseado na limitação da deformação horizontal, normalmente máxima na fibra inferior. Neste tipo de camada, limita-se o número (N) de solicitações do eixo padrão de 82 kN para evitar o desenvolvimento prematuro do trincamento por fadiga. O número “N” corresponde a uma determinada deformação horizontal, dependendo do tipo, índice de vazios e rigidez da mistura asfáltica. Para ajuste das diferentes condições de laboratório e campo, o método sugere a utilização de um fator de calibração laboratório-campo (*shift factor*) igual a 10. O número “N” (número equivalente de eixos com carga padrão de 82 kN, com fatores de equivalência da AASHTO) para um revestimento asfáltico de granulometria contínua pode ser estimados através das expressões 2.12 a 2.14.

$$N_2 = 10^{\left[\frac{3,579 - \log(\varepsilon_h)}{0,186}\right]} \quad (\text{equação 2.12})$$

$$N_5 = 10^{\left[\frac{3,561 - \log(\varepsilon_h)}{0,189}\right]} \quad (\text{equação 2.13})$$

$$N_9 = 10^{\left[\frac{3,524 - \log(\varepsilon_h)}{0,190}\right]} \quad (\text{equação 2.14})$$

Onde:

N – número de repetições de carga para produzir trincamento por fadiga para um revestimento asfáltico de granulometria contínua, com índice de vazios de 2, 5 e 9%, respectivamente.

$\varepsilon_h$  – deformação elástica horizontal de extensão na fibra inferior da camada (em  $\mu\varepsilon$ , sendo  $1 \mu\varepsilon = 10^{-6} \text{ m/m}$ ).

### 2.5.2.2 Bases e/ou sub-bases cimentadas

Segundo o método da República da África do Sul, o comportamento estrutural das camadas de pavimentos cimentadas de espessuras ( $t$ ) podem ser separados em quatro estados com as seguintes características:

- i) intacto (bem cimentado);
- ii) trincamento por retração (em blocos grandes – espaçamento entre trincas  $> 5xt$ );
- iii) trincamento associados ao tráfego (blocos menores – espaçamento entre trincas entre  $5xt$  e  $t$ );
- iv) comportamento equivalente ao material granular.

A fase pré-trincamento, composta pelos estágios i e ii, é caracterizada por valores de módulo de resiliência relativamente elevados, da ordem de 4000 MPa. Entretanto na fase pós-trincamento (fases 2 e 3) estes valores caem significativamente. Na fase 3, como resultado da fragmentação, o material cimentado passa a se comportar como um material granular. A Figura 2.2 apresenta o comportamento em cada fase, sendo  $N_f$  o número de repetições de carga para o início do trincamento e  $N_{ef}$  a vida de fadiga em camadas cimentadas na fase pós-trincamento, chamada vida de fadiga efetiva.

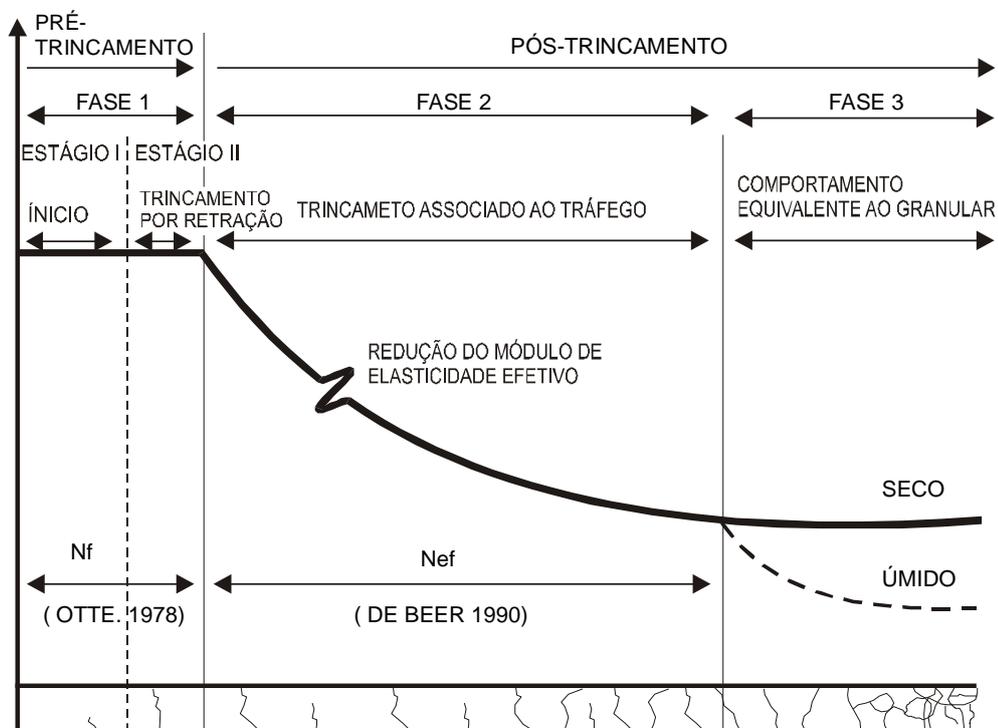


Figura 2.2 – Estágios de degradação da camada cimentada.

*a) Aspectos críticos do dimensionamento mecânico de materiais cimentados*

Camadas cimentadas podem apresentar ruptura por fadiga ou devido à quebra de agregados no topo da camada. O módulo de resiliência efetivo de uma camada bem executada é relativamente alto (superior a 4000 MPa) logo após a construção do pavimento. Diante disso, se desenvolvem deformações horizontais de extensão relativamente pequenas na fibra inferior da camada. Entretanto, essas pequenas deformações normalmente são suficientes para o desenvolvimento de microfissuras. Quando o pavimento é submetido a carregamento, as microfissuras surgirão em níveis de deformação em torno de 25% da deformação na ruptura. Dependendo da resistência da camada, surgirão para deformações de extensão tão baixas quanto 30 a 60  $\mu\epsilon$ . Apesar da presença de microfissuras a camada cimentada ainda parecerá intacta, apresentando uma resistência à compressão simples ainda elevada podendo a camada romper à tração.

Apesar da base estabilizada apresentar inicialmente um módulo relativamente elevado, as deformações horizontais de extensão na camada geralmente são maiores que 30 $\mu\epsilon$ . Essas deformações (relativamente baixas) resultarão no desenvolvimento de microfissuras à medida que o pavimento é solicitado ao tráfego. Entretanto, acredita-se que a fase onde a camada cimentada apresenta um alto módulo (Fase 1) é relativamente curta, podendo ser ignorada. O desenvolvimento de microfissuras provoca uma redução do módulo de resiliência efetivo (Fase 2).

Com o aumento das microfissuras, a redução do módulo de resiliência, a deformação de extensão máxima não estará na fibra inferior da camada cimentada, mas em qualquer outro ponto ao longo do perfil desta camada. Assim, em uma camada cimentada projetada para resistir a deformações máximas na fibra inferior da camada, este mecanismo poderia causar a ruptura dentro da mesma, no novo ponto de deformação máxima. As altas deformações de extensão na camada provocarão a fragmentação do material, que passará a ter um comportamento equivalente ao material granular.

*b) Determinação da vida de fadiga de materiais cimentados*

Materiais cimentados são materiais semifrágeis que sofrem trincamento quando submetidos a esforços de tração, e geralmente rompem por fadiga, devido aos esforços repetidos do tráfego. No dimensionamento de camadas cimentadas, são considerados alguns fatores:

- a) efeito do trincamento por retração;
- b) efeito da fadiga e propagação das trincas do material cimentado enquanto este constitui uma placa;

- c) possível deformação cisalhante da camada no estado equivalente granular.

As camadas cimentadas inicialmente sofrem trincamento por retração devido às variações térmicas e do teor de umidade. Métodos correntes de dimensionamento mecânicos, que assumem um sistema de múltiplas camadas, com comportamento elástico linear, não consideram esse efeito.

Entretanto, no Método da República da África do Sul, o trincamento por retração é considerado. Aumenta-se a deformação de extensão ( $\varepsilon$ ) induzida pelo tráfego (estimada através de software de análise), que é multiplicado por um fator “d”, que depende da resistência à compressão simples e da espessura da camada cimentada. Então se tem uma deformação modificada ( $\varepsilon_s$ ), conforme a equação 2.15.

$$\varepsilon_s = d \times \varepsilon \quad (\text{equação 2.15})$$

Onde:

$\varepsilon$  – deformação horizontal de extensão ( $\mu\varepsilon$ );

$d$  – fator que considera o trincamento por retração, determinado através da Tabela 2.6.

Tabela- 2.6 Determinação do fator  $d$ .

TIPO DE MATERIAL	ABERTURA DA TRINCA	R <sub>CS</sub> (MPa)	Fator $d$ para diferentes espessuras da camada cimentada	
			< 20 cm	> 20 cm
Fracamente cimentado	< 2 mm	0,75 – 1,5	1,1	1,2
		1,5 – 3,0	1,15	1,3
Fortemente cimentado	>2 mm	3,0 -12,0	1,25	1,4

O controle do trincamento por fadiga e da propagação das trincas é feita através da limitação da deformação horizontal de extensão máxima na fibra inferior da camada cimentada. Otte (1978) propôs uma lei de fadiga para o início das trincas na fibra inferior da camada cimentada, baseada na razão entre a deformação de extensão calculada e a deformação de extensão de ruptura. Esta relação é apresentada na expressão 2.16.

$$N_f = 10^{9,1 \times \left[1 - \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}\right]} \quad (\text{equação 2.16})$$

Onde:

$N_f$  – número de repetições de carga para início do trincamento;

$\varepsilon_s$  – deformação horizontal de extensão modificada ( $\mu\varepsilon$ );

$\varepsilon_b$  – deformação horizontal de extensão na ruptura ( $\mu\varepsilon$ ) no ensaio de flexo-tração em vigota.

A deformação  $\varepsilon_b$  é determinada em laboratório em ensaios de flexo-tração em vigotas, ou alternativamente podem-se adotar valores da bibliografia. Para materiais estabilizados com cimento na República África do Sul (com resistência a compressão simples entre 0,75 e 1,5 MPa) foram encontrados valores em torno de  $145\mu\varepsilon$ .

Para a determinação da fadiga em camadas cimentadas na fase pós-trincamento, utiliza-se o termo fadiga efetiva. Segundo de Beer (1990), a fadiga efetiva em bases cimentadas ocorre com uma deflexão resiliente (deslocamento elástico medido no topo do pavimento) entre 0,5 e 0,75 mm e uma deformação permanente no topo da camada cimentada de aproximadamente 2 mm, que corresponde a aproximadamente 50% de trincamento da superfície. Assim, a vida de fadiga efetiva de bases cimentadas na condição de ruptura é dada pela expressão 2.17.

$$N_{ef} = 10^{7,19 x \left[1 - \frac{\varepsilon_s}{8 x \varepsilon_b}\right]} \quad (\text{equação 2.17})$$

Onde:

$N_{ef}$  – vida de fadiga efetiva;

$\varepsilon_s$  – deformação horizontal de extensão modificada ( $\mu\varepsilon$ );

$\varepsilon_b$  – deformação horizontal de extensão na ruptura ( $\mu\varepsilon$ ) no ensaio de flexo-tração em vigota.

Aponta o estudo que, até que se obtenham melhores relações, o Método Sul-Africano sugere a utilização da equação (2.16) para determinação da vida de fadiga pós trincamento de sub-bases cimentadas.

### *c) Verificação da deformabilidade do subleito*

A deformação vertical elástica no topo do subleito é o parâmetro crítico para o controle de deformações permanentes nesta camada. Assim, o número de repetições de carga para controlar as deformações permanentes no subleito é função da deformação vertical de compressão máxima, conforme as expressões 2.18 a 2.20.

$$N_8 = 10^{\left[\frac{3,107 - \log(\varepsilon_v)}{0,0718}\right]} \quad (\text{equação 2.18})$$

$$N_{12} = 10^{\left[ \frac{3,395 - \log(\varepsilon_v)}{0,0872} \right]} \quad (\text{equação 2.19})$$

$$N_{18} = 10^{\left[ \frac{3,107 - \log(\varepsilon_v)}{0,1081} \right]} \quad (\text{equação 2.20})$$

Onde:

$N_{8,12,18}$  = número de repetições do eixo com carga padrão (82 kN) para controlar o acúmulo de deformações permanentes no subleito, resultando em afundamento de trilha de roda (admissíveis) de 8, 12 e 18mm.

$\varepsilon_v$  – deformação vertical total de compressão no topo do subleito ( $\mu\varepsilon$ ).

Segundo Lovato (2004) o método de dimensionamento da República da África do Sul, por sua característica empírico-mecânica e por contemplar materiais, estruturas de pavimentos e condições climáticas semelhantes às que ocorrem em boa parte do Brasil, apresenta-se como uma ferramenta de grande potencial para o dimensionamento de pavimentos com camadas de solo estabilizado.

Ao avaliar a condição estrutural de pistas experimentais através de medidas de deflexão e raio de curvatura, Medina (1988) utilizando um programa computacional baseado nas diferenças finitas, ELSYM5 desenvolveu modelos para determinação da posição da linha neutra sendo possível indicar a transição do comportamento do pavimento se flexível ou semirrígido em bases cimentadas.

## 2.6 ANÁLISE SUPERFICIAL E ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

De acordo com Bernucci *et al.* (2008) os pavimentos são estruturas que não apresentam ruptura súbita, mas sim deterioração funcional e estrutural a partir de sua abertura ao tráfego. Destacam os autores que a avaliação funcional esta associada às questões do conforto ao rolamento, das condições da superfície, da interação pneu-pavimento, dos defeitos e irregularidades. A avaliação estrutural esta relacionada ao conceito de capacidade de carga, que pode ser vinculado diretamente ao projeto do pavimento e ao seu dimensionamento.

A definição da vida útil de um pavimento depende dos limites adotados e da classe da rodovia. Ao final do número de aplicações de carga prevista em projeto os defeitos apresentados comprometem o desempenho funcional (segurança e conforto) e revelam

fraqueza estrutural. Medina e Motta (2005) recomendam a identificação dos defeitos como o primeiro passo no projeto de avaliação para restauração, procuram associar à natureza dos defeitos e suas causas determinantes seguindo do levantamento da constituição do pavimento, tempo de construção, tráfego suportado no período e o nível de tráfego que se pretende suportar no futuro.

A sistematização do levantamento dos defeitos em pavimentos flexíveis e semirrígidos, sua quantificação a um índice, Índice de Gravidade Global (IGG), estão padronizados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte – DNIT. O IGG não é determinado para toda a área da pista, mas de forma amostral para algumas estações com área e distanciamento entre elas pré-fixados. Em pistas simples as estações são inventariadas a cada 20 metros, alternadas entre faixas. Os procedimentos do DNIT, 2003b – Avaliação Objetiva da Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semirrígido estabelece as prescrições para determinação do IGG.

A avaliação estrutural esta associada às deformações elásticas ou recuperáveis e plásticas ou permanentes. As deformações elásticas são avaliadas por defletômetros, medidores de deslocamentos verticais, deflexão. Elas são responsáveis pelo surgimento do trincamento ao longo da vida do pavimento e podem levar a fadiga do revestimento, Bernucci *et al.*(2008). As deformações plásticas são acumulativas durante os anos de vida de um pavimento e resulta em defeitos do tipo afundamento localizado, ou nas trilhas de roda, medidos por meio de treliça normatizada. Medina e Motta (2005), ao mencionarem os valores admissíveis para afundamento nas trilhas de roda apontam intervalo entre 10 mm a 20 mm, podendo admitir o valor de 13 mm como referencia para pavimentos de alto volume de tráfego, e no máximo 16 mm. Silva (2008) destaca valores críticos de 15mm para velocidade de até 80 km/h e 12 mm para velocidade de 120 Km/h.

Segundo Medina e Motta (2005) na avaliação estrutural do pavimento avaliam-se as características de deformabilidade e resistência á ruptura por cisalhamento dos sistemas de camadas, através de provas de carga, coleta de amostras e ensaios de laboratório.

Os métodos utilizados para avaliação estrutural, segundo Bernucci *et al.* (2008), podem ser resumidos como métodos destrutivos, semi-destrutivos e não destrutivos. Segundo Pinto e Preussler (2002), os ensaios não destrutivos para avaliação da deflexão máxima na superfície

do revestimento são bastante apropriados para avaliação da capacidade estrutural, sendo um dos equipamentos utilizados as vigas de deflexão, entre elas a viga Benkelman.

A deflexão de um pavimento caracteriza a resposta das camadas estruturais e do subleito à aplicação do carregamento. Quando uma carga é aplicada em um ponto da superfície do pavimento, todas as camadas fletem, devido às tensões e às deformações geradas pelo carregamento. Pinto e Preussler (2002) afirmam que a deflexão recuperável é um fator importante para compreensão da estrutura, quanto maior o seu valor, mais elástica ou resiliente é a estrutura, afirmando que é um fator a ser levado em consideração na avaliação estrutural.

Na avaliação estrutural de pavimentos além da obtenção das deflexões recuperáveis os valores do raio de curvatura devem ser determinados. O raio de curvatura, Figura 2.3 esta intimamente ligada à rigidez do pavimento, isto é, quanto mais rígido o pavimento, maior será o raio de curvatura obtido. Logo, ao entrar na fase de fadiga, o pavimento perde drasticamente a rigidez, diminuindo, por consequência, o raio de curvatura.

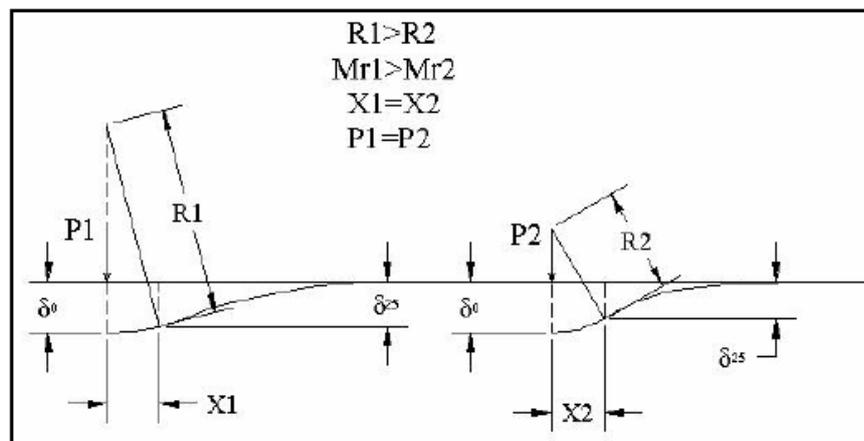


Figura 2.3 – Raio de curvatura e deflexões resilientes.

O IPR/DNER, através do manual de reabilitação entende que o raio de curvatura, parâmetro indicativo do arqueamento da deformada tem sua posição mais crítica a 25 cm ( $R_{25}$ ) do centro da carga, podendo ser determinados através da expressão 2.19.

$$R_{25} = \frac{6250}{2(\delta_0 - \delta_{25})} \quad (\text{equação 2.19})$$

$R_{25}$  = raio de curvatura (m)

$\delta_0$  = deflexão máxima (0,01 mm).

$\delta_{25}$  = deflexão no ponto considerado (0,01 mm).

Em termos de diagnóstico das condições estruturais de um pavimento quanto maior o valor do raio de curvatura melhor será o seu comportamento estrutural no pavimento. A Figura 2.4 apresenta o modelo da determinação do raio de curvatura.

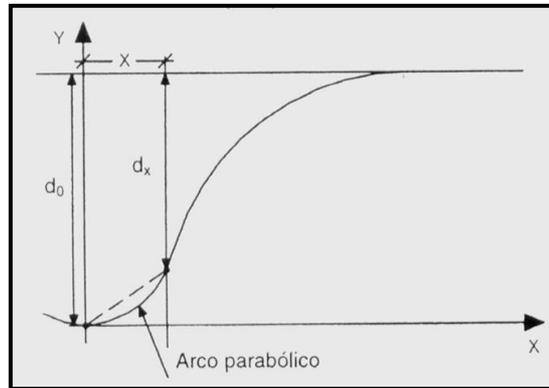


Figura 2.4 – Esquema de medida e cálculo do raio de curvatura.  
Fonte: Bernucci et. al (2008).

Baseado nos critérios de deflexão de projeto ( $\delta_p$ ), raio de curvatura ( $R$ ), deflexão admissível ( $\delta_{adm}$ ), Índice de Gravidade Global (IGG) e o número de solicitação de eixo equivalente ( $N$ ) o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atual DNIT, através do PRO - 11 DNER - (1979) classifica a estrutura de acordo com os critérios da Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Critérios para avaliação estrutural

Hipótese	Dados deflectométricos	Qualidade estrutural	Necessidade de estudos complementares	Critérios para cálculo do reforço	Medidas corretivas
I	$\delta_p \leq \delta_{adm}$ $R \geq 100$	Boa	Não	-	Apenas correções de superfície
II	$\delta_p > \delta_{adm}$ $R \geq 100$	$\delta_p \leq 3 \cdot \delta_{adm}$ regular	Não	Deflectométrico	Reforço
		$\delta_p > 3 \cdot \delta_{adm}$ má	Sim	Deflectométrico e resistência	Reforço ou reconstrução
III	$\delta_p \leq \delta_{adm}$ $R < 100$	Regular para má	Sim	Deflectométrico e resistência	Reforço ou reconstrução
IV	$\delta_p > \delta_{adm}$ $R < 100$	Má	Sim	Resistência	Reforço ou reconstrução
V	-	Má (deformações permanentes e rupturas plásticas generalizadas IGG > 180)	Sim	Resistência	Reconstrução

Fonte: DNER-PRO 11/1979.

Na análise mecânica de um pavimento, os softwares realizam simulações para determinar os valores das tensões, deflexões e deformações utilizando como dados de entrada propriedades dos materiais determinados em ensaios de laboratório. Segundo Coutinho (2008) as principais respostas dos pavimentos em métodos mecânicos-empíricos são:

- tensões/deformações na face inferior do revestimento;
- tensões deformações verticais de compressão nas diversas camadas;
- deslocamento vertical da superfície (deformação permanente).

Dentre as alternativas para calcular as tensões e deformações em pavimentos asfálticos Schwartz (2002), destaca o Método de Elementos Finitos (MEF), que, devido a sua generalidade, permite a modelagem de geometrias tridimensionais, comportamentos não lineares, grandes deformações, realizações de análise dinâmicas e outras considerações. Destaca o autor que a utilização do MEF com métodos mecânicos empíricos é a tendência atual tanto para novos projetos como para projetos de reabilitação de pavimentos. A Figura 2.4 mostra o modelo bidimensional simplificado que supõem o pavimento com geometria e materiais constantes nos planos horizontais sendo ilimitado na direção horizontal e vertical. O carregamento do modelo é composto por uma pressão uniforme aplicada em uma área de forma circular cuja resultante corresponde à carga de uma roda. Nestas circunstâncias as deflexões, tensões e deformações têm uma distribuição simétrica em relação ao eixo vertical que passa pelo centro da carga.

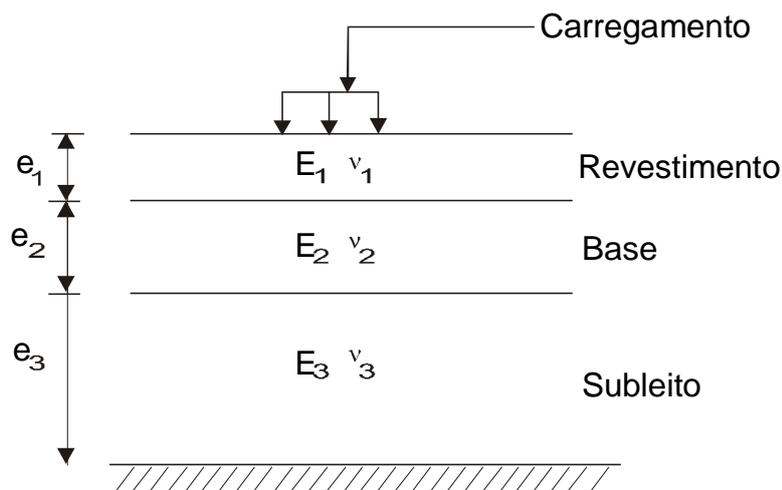


Figura 2.5 – Esquema simplificado de um pavimento com 3 camadas.

O Washington State Department of Transportation – WSDOT disponibiliza três programas na área de pavimentos, EVERCALC, EVERPAVE e EVERSTRESS, o primeiro destinado a estimar os módulos resilientes das camadas de pavimento, o segundo destinado ao

dimensionamento de pavimentos baseados na fadiga, trincamento e trilha de rodas e o terceiro programa utilizado no estudo que permite determinar as tensões, deformações e deslocamento em um sistema de camadas elásticas semi-infinitas numa estrutura contendo até cinco camadas.

Na análise estrutural mecanicista, Balbo (2007), alerta da importância da correta associação entre o modelo teórico e os modelos experimentais (laboratório), se não ocorrer essa correta associação os resultados poderão não ser satisfatórios, não passando de aplicações simples de critérios normativos.

### 3. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

O principal objetivo do trabalho foi analisar a condição superficial e estrutural do pavimento executado com base pozolânica, através da identificação visual dos defeitos, das medidas dos afundamentos nas trilhas de rodas, das medidas de deformação e da análise mecânica realizada a partir dos parâmetros determinados em laboratório. Nesse sentido, o presente capítulo descreve os procedimentos experimentais realizados. A primeira etapa do trabalho consistiu na obtenção dos dados do projeto da rodovia; onde foram obtidas informações sobre o estudo das misturas, a caracterização do subleito, o método de dimensionamento empregado além das prescrições para execução das camadas pozolânicas. Seguindo os procedimentos experimentais os critérios para a realização inventário dos defeitos e para determinação do Índice de Gravidade Global – IGG, foram analisados. As técnicas e os métodos para preparo e ensaio das amostras são apresentados fazendo também uma descrição dos pontos escolhidos para o estudo (pontos de extração das amostras). Complementam os procedimentos as técnicas e modelos de análise estrutural de pavimentos destacando ainda os procedimentos para as medidas de deflexões através da viga Benkelman.

São descritos ainda os materiais e métodos empregados na caracterização e moldagem dos corpos-de-prova para o estudo laboratorial.

#### 3.1 OBJETO DO ESTUDO

O pavimento com base estabilizada com mistura pozolânica, empregado na pavimentação da rodovia que liga o anel viário do III Polo Petroquímico - com o Terminal de Cargas Santa Clara - TSC, de propriedade da BRASKEM, no município de Triunfo – RS, é o objeto de avaliação do estudo. A estrutura do pavimento foi dimensionada por pesquisadores da Fundação de Ciência e Tecnologia, utilizando o método desenvolvido por Pinto *et al.* (1983) denominado “Método de projeto de pavimento semirrígidos - Aplicação para base pozolânica”. A rodovia foi construída aproveitando o traçado da estrada existente, onde após adequada a geometria da via, a base do pavimento foi executada aproveitando o solo escavado durante a construção do canal artificial de navegação e de materiais provenientes de jazidas próximas. Para fins de melhoramento das propriedades mecânicas do solo e do aproveitamento do mesmo como material de base foram empregados cal e cinza volante como agentes estabilizantes. A cal utilizada foi uma cal dolomítica comum produzida no estado do Rio Grande do Sul sendo a cinza volante resíduo da unidade petroquímica.

Baseado no método proposto a espessura total da camada da base pozolânica foi estabelecida em 30 cm. O processo executivo projetado recomendou que a construção da camada pozolânica em duas etapas, com espessuras das camadas não superiores a 20 cm. O revestimento do pavimento foi realizado com tratamento superficial triplo - TST sendo, após cinco anos da sua conclusão, conforme informações dos responsáveis pela rodovia, revestido com uma camada de 5 cm concreto asfáltico usinado a quente – CAUQ. A Figura 3.1 apresenta a localização da rodovia, mostrando a área de complexo petroquímico e o canal de navegação construído. O canal de navegação liga ao rio Jacuí, lagoa dos Patos, porto de Rio Grande e demais portos. A conclusão da rodovia ocorreu em 1984, possuindo 3,2 Km de extensão.

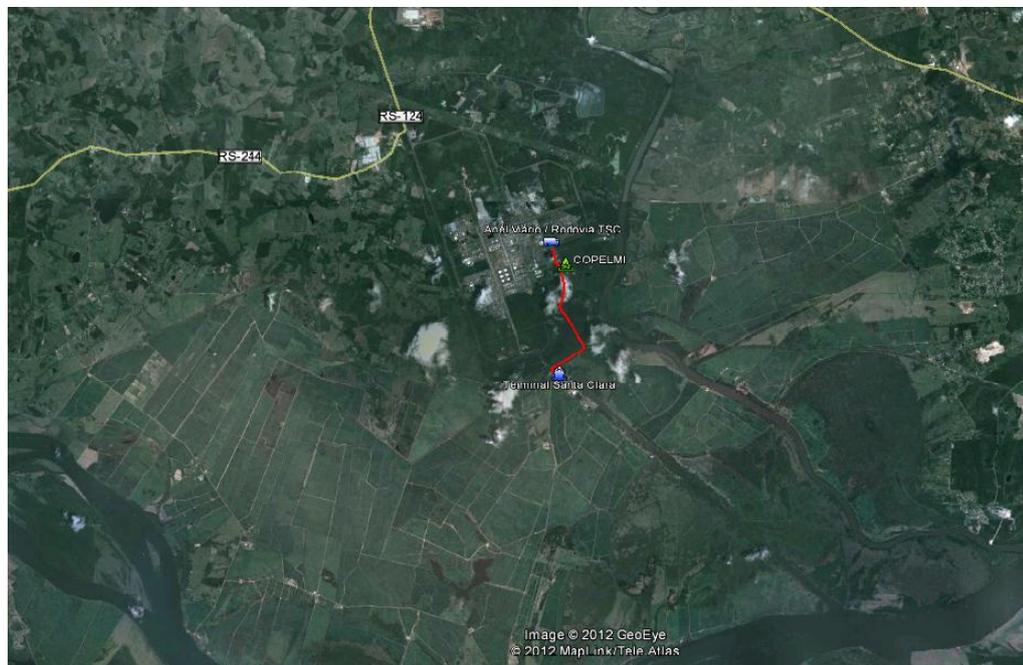


Figura 3.1- Localização da rodovia do TSC e canal de navegação.  
Fonte: Google Maps.

Eades e Grim *apud* Guimarães (2002) salientam que as misturas pozolânicas se caracterizam por ações de longo prazo, que a reação é lenta e só se completa alguns anos depois. No presente trabalho, a possibilidade de comparação entre as tensões e deformações iniciais de projeto com as atuais determinadas no trabalho permitiram avaliar a influência das reações pozolânicas na condição estrutural e na vida de fadiga do pavimento.

O estudo partiu do Relatório Técnico 76049/1984 da CIENTEC, realizou um inventário dos defeitos e classificou a superfície conforme a escala do Índice de Gravidade Global – IGG previsto no DNIT – 006/2003 PRO, extraiu amostras nos pontos críticos identificados no inventário, realizou ensaios laboratoriais nas amostras coletadas (RCD, MR, difração raios-

X), realizou medidas de deflexões em campo com emprego da viga Benkelman, determinou os raios de curvatura e as bacias de deformações. No final do estudo os parâmetros determinados em laboratório serviram de base para avaliação mecânica através software EVERSTRESS. As respostas estruturais fornecidas serviram de base para verificação das condições de fadiga e deformação da estrutura através de métodos aplicados para pavimentos semirrígidos (base cimentada).

Em paralelo às atividades da análise do pavimento da rodovia TSC, o estudo desenvolveu uma pesquisa para verificar o comportamento mecânico de misturas pozolânicas utilizando areias comercializadas no município de Porto Alegre – RS. A cinza volante utilizada foi a cinza produzida na unidade petroquímica da BRASKEM, sendo as cales dolomíticas produzidas no estado do Rio Grande Sul e cal calcítica produzida no estado de Minas Gerais. O estudo partiu dos teores de cal e cinza volante estudados no projeto da rodovia, variando os teores de cal e mantendo o teor de cinza volante fixo. Em outra etapa de moldagem (3ª etapa), o teor de cal foi mantido constante, variando os teores de cinza volante. Nas primeiras etapas os corpos-de-prova foram moldados para ensaios de resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RCD) e módulo de resiliência por tração indireta (MR). Para idades de cura, 14, 28 e 56 dias. Na terceira etapa, os corpos-de-prova foram moldados para ensaios de RCS com dois tempos de cura, 14 e 28 dias.

### 3.2. DADOS DO PROJETO DA RODOVIA DO TSC

O Relatório Técnico nº 76049/1984 da Fundação de Ciência e Tecnologia apresentado a Companhia Petroquímica do Sul – COPESUL, relacionou os materiais e serviços para execução do pavimento com base em mistura pozolânica. O relatório caracterizou os materiais química e fisicamente e especificou os serviços para a construção do pavimento. No estudo geotécnico o relatório apresentou o resultado do reconhecimento, da caracterização dos materiais do revestimento primário, do subleito e do solo utilizado na mistura da base.

As condições do subleito foram levantadas através de sondagens a trado no eixo da estrada e de sondagens paralelas ao eixo, determinando a espessura do revestimento primário.

Os materiais do revestimento primário foram caracterizados através de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, sendo realizados ensaios de compactação e determinado os limites de Atterberg.

Segundo o método de dimensionamento proposto por Pinto *et. al.* (1983) o material do subleito foi classificado de acordo com o teor de silte na fração do material  $< 0,075$  mm.

Os solos empregados na construção da base pozolânica distribuíram-se no canal hidroviário e as margens do canal do TSC. Tendo em vista a semelhança das características físicas das amostras coletadas nas sondagens da jazida, as amostras coletadas foram reunidas em uma amostra sendo caracterizadas através dos ensaios de análise granulométrica (peneiramento e sedimentação) sendo determinados também os limites de Atterberg.

As cinzas volantes provenientes da combustão de carvão mineral pulverizado nos queimadores da unidade petroquímica foram submetidas a ensaios de granulometria por sedimentação e determinação da superfície específica Blaine.

As informações sobre o aditivo utilizado na mistura pozolânica foram extraídos do projeto CICASOL (1984), “Pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal”.

A mistura foi preparada considerando o solo 100%, acrescentado 25 % de cinza volante e 5 % de cal dolomítica comum. Após 28 dias de cura em câmara úmida, os corpos-de-prova foram ensaiados fornecendo os dados para o dimensionamento.

Segundo os ensaios e de acordo com o método de dimensionamento, o subleito poderia ser considerado do Tipo I, mas considerando a mistura do material do subleito com o do revestimento primário existente, optou-se para efeito de dimensionamento subleito com solo Tipo II.

No projeto, a carga máxima estabelecida por eixo foi de 20 toneladas, sendo, a espessura da camada de base determinada em 30 cm conforme as características dos materiais e ábacos de dimensionamento. A seção transversal da rodovia está representada na Figura 3.2.

Além das especificações da base, o projeto prescreveu orientações a respeito da regularização e conformação do subleito:

- porcentagem de silte no material < 0,075 mm deve ser menor que 35;
- a espessura da camada (final) após compactação, deverá ser no mínimo 20 cm;

Na imprimação foi empregado asfalto diluído tipo CM – 70, atendendo as especificações DNER - ES-P 14/71. O revestimento utilizado foi tratamento superficial triplo, de acordo com as especificações DNER-ES-P 18/7.

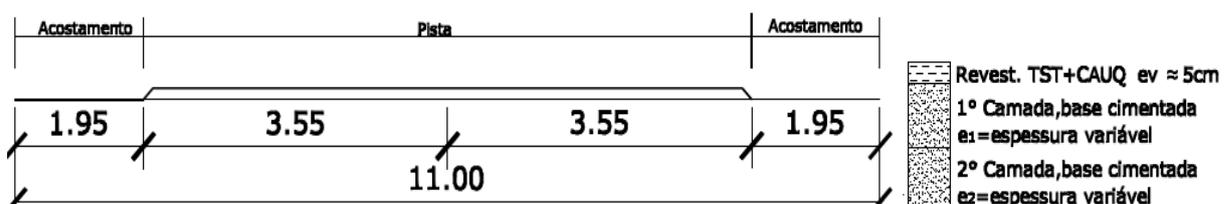


Figura 3.2 – Seção transversal da rodovia de acesso ao TSC

### 3.3 AVALIAÇÃO SUPERFICIAL DO PAVIMENTO

O inventário dos defeitos para fins da avaliação superficial do pavimento foi realizado seguindo a terminologia estabelecida pela norma DNIT 005:2003 – TER, esta norma define os termos empregados para os defeitos que ocorrem em pavimentos flexíveis e semirrígidos. As Tabelas 3.1 e 3.2 reproduzem o resumo dos defeitos, com suas respectivas codificações e classificações.

Tabela 3.1 Terminologia dos defeitos, tipos de fendas

FENDAS				CODIFICAÇÃO	CLASSE DAS FENDAS		
Fissuras				FI	-	-	-
Trincas no revestimento geradas por deformação permanente excessiva e/ou decorrentes do fenômeno de fadiga	Trincas Isoladas	Transversais	Curtas	TTC	FC-1	FC-2	FC-3
			Longas	TTL	FC-1	FC-2	FC-3
	Trincas Interligadas	“Jacaré”	Curtas	TLC	FC-1	FC-2	FC-3
			Longas	TLL	FC-1	FC-2	FC-3
	Trincas Interligadas	“Jacaré”	Sem erosão acentuada nas borda das trincas	J	-	FC-2	-
			Com erosão acentuada nas borda das trincas	JE	-	-	FC-3
Trincas no revestimento não atribuídas ao fenômeno de fadiga	Trincas Isoladas	Devido à retração térmica os dissecação da base (solo-cimento) ou do revestimento		TRR	FC-1	FC-2	FC-3
Trincas Interligadas	“Bloco”	Sem erosão acentuada nas borda das trincas	TB	-	FC-2	-	
		Com erosão acentuada nas borda das trincas	TBE	-	-	FC-3	

Fonte: DNIT – 005/2003 TER.

Tabela 3.2 Terminologia dos defeitos, outros defeitos

OUTROS DEFEITOS				CODIFICAÇÃO
Afundamento	Plástico	Local	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ALP
		Da Trilha	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ATP
	De consolidação	Local	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ALC
		Da trilha	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ATC
Ondulação/Corrugação – Ondulações transversais causadas por instabilidade da mistura betuminosa constituinte do revestimento ou da base				O
Escorregamento (do revestimento betuminoso)				E
Exsudação do ligante betuminoso no revestimento				EX
Desgaste acentuado na superfície do revestimento				D
“Painéis” ou buracos decorrentes da desagregação do revestimento e às vezes de camadas inferiores				P
Remendos			Remendo Superficial	RS
			Remendo Profundo	RP

Fonte: DNIT – 005/2003.

A avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – foi realizada de acordo com o que estabelece a norma DNIT 006:2003 – PRO. Este procedimento fixa as condições exigíveis na avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos, classifica as ocorrências aparentes e as deformações permanentes nas trilhas de roda. Descreve a aparelhagem necessária e estabelece conceitos de degradação do pavimento com base no cálculo das frequências absolutas e relativas das ocorrências inventariadas determinando o Índice de Gravidade Global (IGG) do pavimento. O anexo B, da norma DNIT 006:2003, foi utilizado para registrar as anotações das ocorrências e dos afundamentos nas trilhas de roda.

Durante o inventário dos defeitos, identificaram-se regiões com a estrutura do pavimento modificada, locais com elevação e/ou rebaixo do greide, áreas essas excluídas do estudo.

Por se tratar de uma rodovia com pistas simples, as estações foram demarcadas de 20 em 20 metros, alternadamente entre as faixas, distando os pontos em cada faixa de 40 metros. A superfície avaliada em cada estaca foi à estabelecida pela norma, ou seja, 3 metros ré e 3 metros vante de cada estaca, totalizando 6 metros de extensão pela largura da faixa. Por não dispor do projeto geométrico, o início e o sentido do estaqueamento foram arbitrados, sendo o ponto de partida nas proximidades do TSC crescendo o estaqueamento em direção ao anel viário. A Figura 3.3 apresenta o esquema da rodovia estudada com a indicação dos pontos de estudo com respectivas estacas, sendo apresentada na Figura 3.4 a demarcação realizada para fins do inventário dos defeitos.

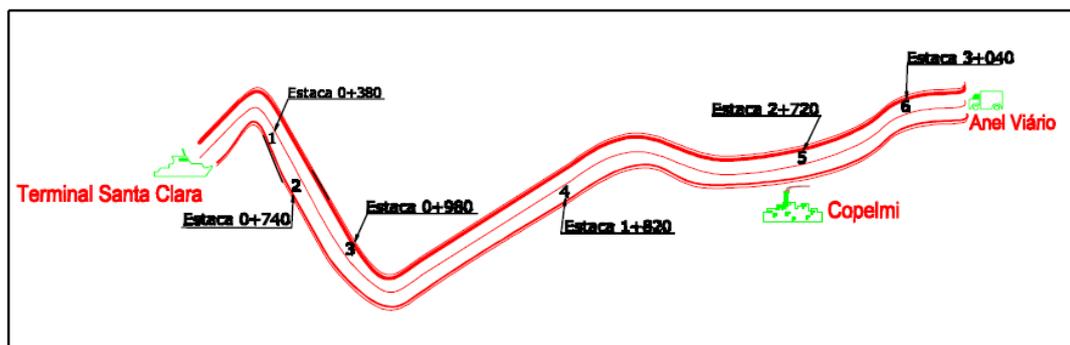


Figura 3.3 – Esquema da rodovia e indicação dos pontos de estudo.

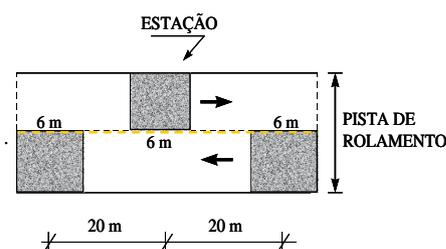


Figura 3.4 Área de demarcação para fins de inventário.  
Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

A Figura 3.5 apresenta o tipo de marcação realizada na pista e a treliça metálica empregada para medição das deformações nas trilhas de roda. Anexo A - DNIT 006:2003.

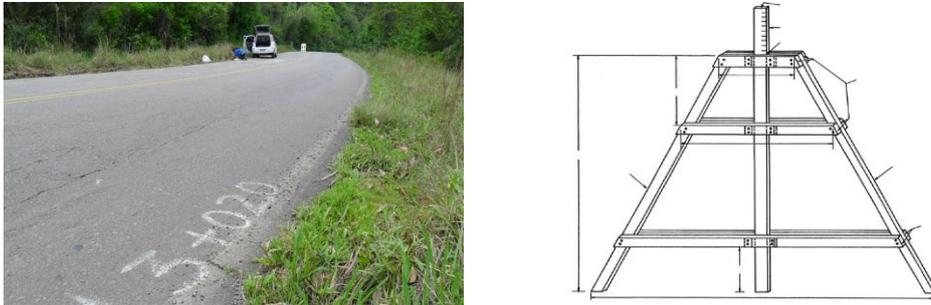


Figura 3.5 – Marcações das estacas e modelo de treliça metálica utilizada nas medições dos afundamentos das trilhas de roda.

### 3.4 EXTRAÇÕES DAS AMOSTRAS

Nos locais identificados no inventário com defeitos de maior gravidade, Figura 3.3, foram definidos como pontos de estudo e para extração das amostras. Nesses locais foram realizados seis extrações de sondagem até a superfície do subleito. Sempre que possível, procurou-se retirar as amostras dentro da área demarcada para o inventário dos defeitos, sendo que, três amostras foram retiradas nos locais com o revestimento danificado e três onde o revestimento aparentava boas condições. O objetivo foi verificar se os danos na superfície apresentavam correspondência com problemas relacionados na base pozolânica. Outra orientação seguida na extração das amostras foi à distribuição das extrações nas trilhas de rodas internas e externa (TRI e TRE). As Figuras 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11 apresentam o mapeamento das trincas e a distribuição das extrações em cada ponto do estudo.

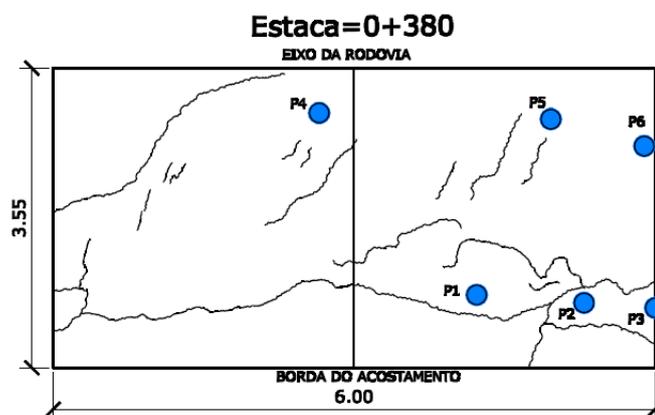


Figura 3.6 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P1.

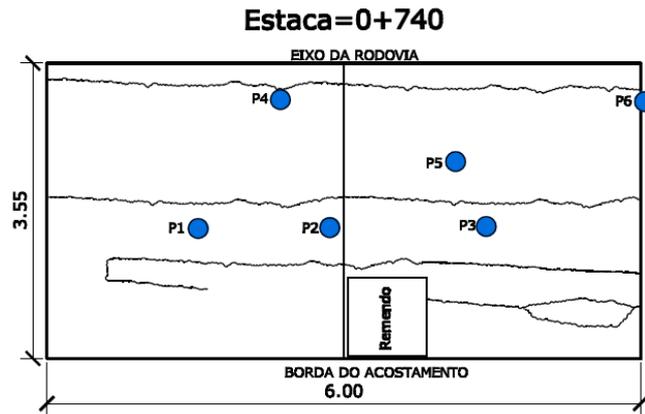


Figura 3.7 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P2.

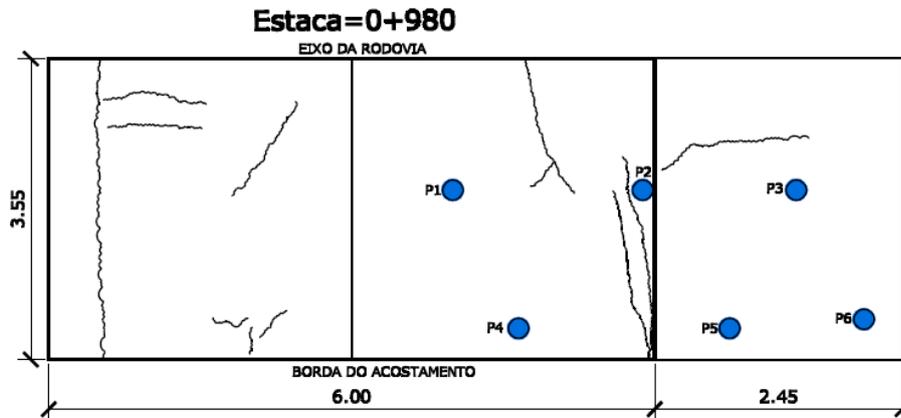


Figura 3.8 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P3.

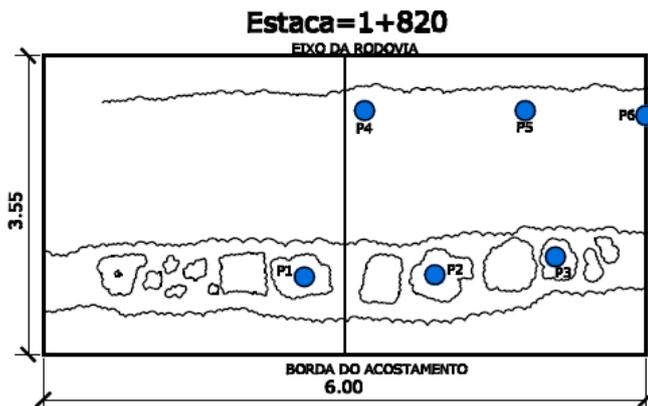


Figura 3.9 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P4.



Figura 3.10 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P5.

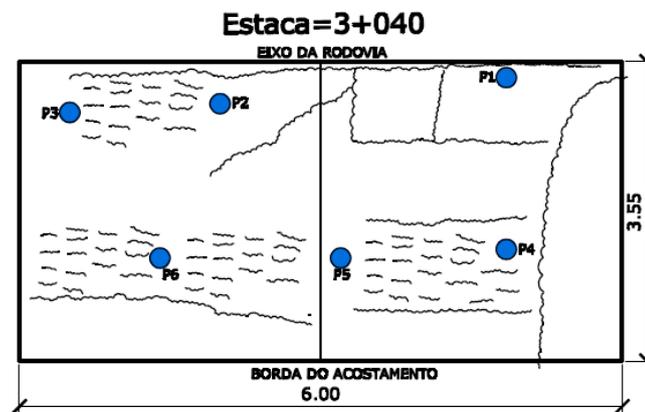


Figura 3.11 – Mapeamento das trincas e localização dos pontos de extração, ponto P6.

As amostras foram retiradas através de sondas rotativas com diâmetros de 100 milímetros na pista e de 400 milímetros no acostamento. As sondas utilizadas foram sondas elétricas, alimentadas por gerador, sendo utilizada água na refrigeração das brocas. A Figura 3.12 apresenta os modelos das sondas utilizadas na extração das amostras.

No decorrer das extrações os locais das aberturas (furos) foram visualmente avaliados sendo realizado também o registro fotográfico de cada local, visando verificar a integridade e espessuras das camadas da base pozolânica.

No laboratório as amostras foram novamente avaliadas, identificadas, determinadas as suas dimensões e separadas conforme as camadas do pavimento: revestimento, primeira e segunda camadas da base.

Onde não foi possível distinguir a interface das camadas da base, os pontos de extração foram classificados como possuindo camada de revestimento e camada única de base.

Nos locais onde as espessuras permitiram foram preparadas mais de uma amostra por camada.



Figura 3.12 - Sondas rotativas utilizadas para extração das amostras do pavimento ( $\varnothing 100$  mm e  $\varnothing 400$  mm)



Figura 3.13 – Conjunto de amostras extraídas em um ponto de estudo.

Em alguns pontos, durante a extração, as amostras desintegraram sendo feito apenas o registro da extração. A Figura 3.13 apresenta um conjunto das amostras extraídas no primeiro ponto do estudo, P1, mostrando uma trinca na primeira camada da base na amostra identificada como P12 e nas duas camadas da base pozolânica da amostra P16.

As aberturas com diâmetro de 400 milímetros foram realizadas em três locais no acostamento, pontos P2, P5 e P6 visando avaliar as condições do subleito.

### 3.5 PREPARAÇÃO E ENSAIOS DAS AMOSTRAS DA RODOVIA DO TSC

#### 3.5.1 Preparação das amostras

Identificadas às amostras, a mesmas foram separadas conforme suas respectivas camadas (revestimento, primeira e segunda camadas de base) sendo preparadas para determinação da resistência à compressão diametral (RCD) e determinação do módulo de resiliência (MR), respeitando as espessuras mínimas estabelecida nas normas. Em alguns pontos, não foi

possível aproveitar o material extraído, pois as amostras extraídas da base apresentavam-se trincados e/ou parcialmente desintegradas podendo comprometer os resultados dos ensaios.

Na camada de revestimento, as amostras em muitos pontos apresentaram-se com espessuras bastante delgadas, não atingindo a espessura mínima exigida em norma para realização dos ensaios. A remoção da camada do tratamento superficial e a presença de trincas no revestimento reduziram ainda mais o número de amostras disponíveis para ensaios.

Os critérios para identificação das amostras seguiram a seguinte sequência:

Exemplo: P1112

- (P1) letra e primeiro número – ponto do estudo, no caso P1 estaca 0 + 320;
- (1) segundo número – número da extração no ponto (variando de 1 até 6);
- (1) terceiro número – número da camada da base;
- (2) quarto - número da amostra na camada, variando de 1 até 4.

### 3.5.2 Ensaio à tração por compressão diametral - RCD

Os ensaios de tração por compressão diametral foram realizados orientados pelo que estabelece o método DNER-ME 181:1994, Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Para o cálculo da RCD foi utilizada a equação 3.1. A Figura 3.14 mostra a prensa, utilizada nos ensaios.

$$RT = \frac{2F}{100\pi dh} \quad (\text{equação 3.1})$$

Onde: RT - resistência à tração por compressão diametral, (MPa);

F – força máxima aplicada, (N);

d- diâmetro do corpo de prova, (cm);

h- altura do corpo de prova, (cm).



Figura 3.14 – Prensa utilizada na determinação da RCD.

Fonte: LAPAV/UFRGS

### 3.5.3 Ensaio de módulo de resiliência por tração indireta - MR

O módulo de resiliência foi determinado, de acordo com os procedimentos descritos no método de ensaios DNER-ME 133:1994. O equipamento para determinação do módulo de resiliência é composto basicamente por uma estrutura metálica e um pistão que aplica uma carga vertical repetidamente na amostra, através de um cilindro pneumático. O sistema é controlado por um dispositivo eletrônico, reguladores do tempo e da frequência de aplicação da carga (1 Hz). As deformações horizontais sofridas pela amostra são medidas por um LVDT (linear variable differential transformers), instalado no plano diametral horizontal, conforme mostra a Figura 3.15.

A determinação do MR da camada de base seguiu as mesmas convenções adotadas para determinação das misturas asfálticas, traçando duas tangentes nos pontos específicos da curva deslocamento do material, e na intercessão das duas definir o que se considera a parcela elástica do deslocamento. O valor do deslocamento dividido pelo diâmetro é a deformação de tração considerada para o cálculo do módulo de resiliência. O equipamento utilizado no estudo está totalmente automatizado permitindo controlar o ensaio e interpolar as tangentes definindo a parcela elástica e o MR. O módulo de resistência da mistura é a média dos valores calculados, em cada fase do carregamento, em função da carga aplicada, da altura do corpo de prova, da deformação resiliente e do coeficiente de Poisson.

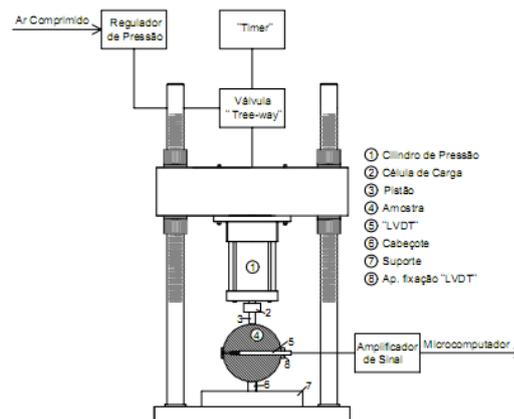


Figura 3.15 – Esquema do equipamento de ensaio de compressão diametral por cargas repetidas.

A aplicação da teoria da elasticidade só é admitida em níveis baixos de tensão, no caso das misturas cimentadas, com ruptura frágil optou-se por trabalhar com a tensão de tração de 30% da tensão de ruptura. O coeficiente de Poisson utilizado foi 0,2, valor recomendado em diversas bibliografias para misturas cimentadas Balbo (2007), Medina e Motta (2005).

### 3.5.4 Determinação do teor do CAP

O método empregado para a determinação do teor de cimento asfáltico do revestimento da pista foi o método do refluxo empregando tricloroetileno como solvente prescrito pela norma ASTM D 2172 (2001) - Método B, A Figura 3.16., apresenta o equipamento utilizado durante a realização do ensaio.



Figura 3.16: Equipamento para determinação do teor de CAP.  
Fonte: LAPAV/UFRGS.

### 3.6 MEDIDAS DAS DEFLEXÕES

A deflexão de um pavimento caracteriza a resposta das camadas estruturais e do subleito à aplicação do carregamento. Quando uma carga é aplicada em um ponto da superfície do pavimento, todas as camadas fletem, devido às tensões e deformações geradas pelo carregamento.

Os ensaios não destrutivos para avaliação da deflexão máxima na superfície do revestimento são bastante apropriados para avaliação da capacidade estrutural. Um dos equipamentos utilizados são as vigas de deflexão, entre elas a viga Benkelman, equipamento utilizado no estudo.

A viga Benkelman é um dispositivo simples e sua constituição compreende uma viga horizontal apoiada sobre três pés, sendo um traseiro e dois dianteiros. Um braço de prova é rotulado na parte frontal da viga de referência, tendo a sua porção maior posicionada adiante da viga e a menor sobre ela. A ponta do braço de carga deve tocar o pavimento no ponto a ser ensaiado, enquanto a outra extremidade aciona um extensômetro. A figura 3.17 mostra o esquema dos equipamentos utilizados para medição das deformações.

A viga utilizada para determinação das deflexões foi o modelo HP 300 (Soil test), com relação dos braços de 4 x 1 produzida pela empresa CPL.

A carga de prova utilizada consiste em caminhão basculante, roda dupla com carga por eixo de 8,2 tf, ou carga por roda de 4,1 tf.

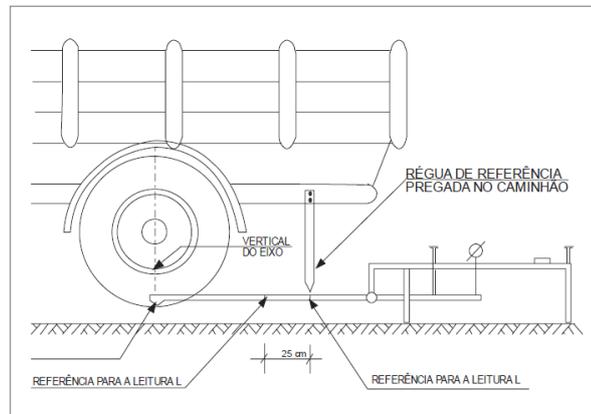


Figura 3.17 – Esquema da viga Benkelman

Os ensaios foram realizados de acordo com as prescrições previstas no método DNIT ME 24:1994. A Figura 3.18 apresenta o esquema de medições para determinação das bacias de deformação.

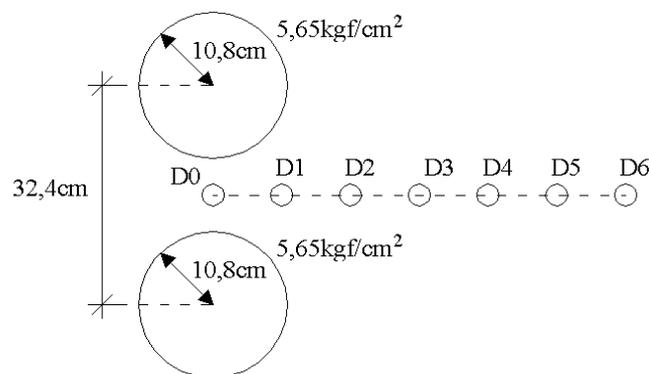


Figura 3.18 – Esquema para medição das bacias de deformação.

A fim de melhor caracterizar as regiões onde foram extraídas as amostras, as medidas de deflexões foram realizadas nos pontos de extração e em estacas próximas (estacas anteriores e posteriores) aos pontos de extração. Essas medidas permitiram a determinação das deflexões máximas e dos raios de curvatura em cada estaca. Nos pontos de extração as medidas foram realizadas visando além da determinação das deflexões máximas e dos raio de curvatura a determinação das bacias de deflexões. Os valores das deflexões foram corrigidos em função da constante da viga e da temperatura ambiente (28°C).

### 3.7 ESTUDOS DAS MISTURAS POZOLÂNICAS ATUAIS

#### 3.7.1 Caracterização das areias

As areias utilizadas nesse estudo foram areias de rio comercializadas no município de Porto Alegre – RS. A primeira areia, sem identificação de procedência, identificado no estudo como areia de construção com diâmetro dos grãos  $< 0,085$  mm foi utilizada apenas na primeira etapa de moldagem. A escolha da peneira objetivou utilizar solos cujo maior diâmetro correspondesse com o solo utilizado na construção da base na rodovia.

A segunda areia utilizada foi uma areia classificada comercialmente como areia média do rio Jacuí sendo utilizada na segunda e terceira etapas de moldagem. A preparação das areias consistiu em deixar secar ao ar, peneirar e armazenar em sacos plásticos até sua utilização, quando foi determinada a umidade higroscópica do material.

A areia do Jacuí foi submetida à análise granulométrica ABNT NBR 7181:1988 através de peneiramento e sedimentação, sendo determinado também a massa específica dos grãos de acordo com a ABNT NBR 6508:1984. A areia foi classificada de acordo como a AASHTO, norma D-3282 da ASTM, como solo A-1-b; e, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação, norma D-2487 ASTM, como solo SP-SM.

#### 3.7.2. Caracterização da cinza volante

As informações sobre a caracterização e granulometria das cinzas volantes foi obtido através do projeto CICASOL (1984), no Relatório Técnico nº 76049/1984 – CIENTEC, e no trabalho de Rohde *et al.* (2006). A cinza volante coletada na unidade petroquímica da BRASKEM, foi analisada quimicamente, verificada sua atividade pozolânica com cal através da ABNT NBR 5751:1992, e submetida a ensaio de difração por raios-X.

Os difratogramas qualitativos dos materiais e misturas empregadas no estudo foram determinados por meio de um difratômetro marca RIGARU, sistema D/MAX – 2100, com goniômetro Última<sup>+</sup> theta-theta e detector de cintilação de Nal (TI). As amostras foram submetidas a varreduras angulares de  $2^\circ$  a  $90^\circ$ , com as seguintes condições experimentais.

- a) tubo de raios-X com ânodo de cobre;
- b) radiação  $\text{CuK}\alpha$ ;
- c) tensão de 40 kv;
- d) corrente aplicada de 20 mA;
- e) velocidade de varredura de  $2^\circ / \text{min}$ ;
- f) intervalo de leitura (passo) de  $0,020^\circ$ .

### 3.7.3 Caracterização das cales

As cales dolomíticas utilizadas no estudo, comum e extra, foram coletadas diretamente do depósito do fabricante no município de Porto Alegre nas embalagens originais. A cal calcítica foi obtida junto ao Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, onde encontrava-se devidamente embalada e protegida.

Todas as cales utilizadas no estudo foram submetidas à análise química, as cales foram identificadas como dolomítica comum, dolomítica extra e calcítica, sendo as duas primeiras produzidas no estado do Rio Grande do Sul e a terceira procedente do estado de Minas Gerais.

## 3.8 ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS POZOLÂNICAS ATUAIS

### 3.8.1 Moldagem dos corpos-de-prova

A moldagem dos corpos-de-prova para resistência a compressão simples (RCS), foram realizadas utilizando moldes metálicos cilíndricos, tripartidos, com 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura. Para a moldagem dos corpos-de-prova para ensaios de resistência a compressão diametral e de módulo de resiliência por tração indireta os moldes metálicos utilizados, foram do tipo tripartidos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. O processo de moldagem consistiu na colocação da massa da mistura correspondente no molde, sendo prensado estaticamente até a altura desejada. Depois de moldados os corpos-de-prova eram pesados, verificadas as suas dimensões, embalados em sacos plásticos e armazenados em câmara úmida até a idade de cura. No dia seguinte após a moldagem eram verificadas as variações dos teores de umidade. Encerrado o tempo de cura, antes do rompimento, os corpos-de-prova eram imersos em água durante 24 horas.

A moldagem dos corpos-de-prova foi dividida em três etapas. Na primeira etapa a areia empregada foi a areia de construção, cal dolomítica comum, com teores de cal de 5% e 7% e teor de cinza volante de 25%, moldados para tempo de cura de 14, 28 e 56 dias.

Na segunda etapa de moldagem, o solo utilizado foi a areia comercial identificada como areia lavada do rio Jacuí, com cal dolomítica extra e cal calcítica. Os teores de cal foram de 5% e 7% e o teor de cinza volante 25%, com os mesmos tempo de cura da primeira etapa de moldagem.

Na terceira etapa, os corpos de prova foram moldados com os três tipos de cales, variando os teores de cal (5 % e 7%) e de cinza volante (25% e 35%). A idade de cura estabelecida na nessa etapa foi de 14 e 28 dias. A determinação da umidade era controlada no início e no fim

de cada etapa de moldagem. A Tabela 3.3 sintetiza o programa de moldagem das misturas pozolânicas com areia.

A massa específica máxima ( $MEA_{máx}$ ) e a umidade ótima de compactação utilizada na a primeira etapa de moldagem foram a constante no Relatório Técnico nº 76049/84 – CIENTEC estudo do TSC. Na segunda e terceira etapas de moldagem a massa específica máxima ( $MEA_{máx}$ ) e a umidade de compactação foram determinadas com mistura contendo 6% de cal e 25% de cinza volante, através da energia intermediária de compactação.

A Tabela 3.3 - Programa de moldagem dos corpos-de-prova no estudo de laboratório

Mistura	Areia	Cinza Volante (%)	Teor de Cal (%)	Tipo de cal	Tempo de cura (dias)	Ensaio
1	Construção	25	5	Dolomítica comum	14	RCS
					28	RCD
					56	MR
2	Construção	25	7	Dolomítica comum	14	RCS
					28	RCD
					56	MR
3	Rio Jacuí	25	5	Dolomítica extra	14	RCS
					28	RCD
					56	MR
4	Rio Jacuí	25	5	Calcítica	14	RCS
					28	RCD
					56	MR
5	Rio Jacuí	25	7	Dolomítica extra	14	RCS
					28	RCD
					56	MR
6	Rio Jacuí	25	7	Calcítica	14	RCS
					28	RCD
					56	MR
7	Rio Jacuí	25	5	Dolomítica comum	14	RCS
					28	RCS
8	Rio Jacuí	35	5	Dolomítica comum	14	RCS
					28	RCS
9	Rio Jacuí	25	5	Dolomítica extra	14	RCS
					28	RCS
10	Rio Jacuí	35	5	Dolomítica extra	14	RCS
					28	RCS
11	Rio Jacuí	25	5	Calcítica	14	RCS
					28	RCS
10	Rio Jacuí	35	5	Calcítica	14	RCS
					28	RCS

A Figura 3.19 apresenta a prensa utilizada na moldagem dos corpos-de-prova e o aspecto de um CP depois de prensado para o ensaio de resistência a compressão simples. A Figura 3.20 apresenta a câmara úmida utilizada para armazenamento dos corpos-de-prova e o aspecto de um conjunto de corpos-de-prova após a imersão de 24h, retirados do tanque e aguardando os ensaios de RCS.



Figura 3.19 – Prensa de moldagem e aspecto de um CP após moldagem.



Figura 3.20 - Câmara úmida e aspecto dos CPs após a imersão.  
Fonte:DEMACC/CIENTEC.

A câmara úmida utilizada para armazenamento apresentava umidade e temperatura controladas, 95% e  $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ , respectivamente. A imagem da Figura 3.21 apresenta o sistema utilizado na determinação dos ensaios de resistência a compressão simples - RCS.



Figura 3.21 – Prensa para ensaios de resistência a compressão simples.  
Fonte:DEMACC/CIENTEC

### 3.8.2 Ensaio à tração por compressão diametral – RCD

Os ensaios de tração por compressão diametral foram realizados orientados pelo que determina o método DNER-ME 181:1994 - Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral, e calculados de acordo com o item 3.5.2.

### 3.8.3 Ensaio de módulo de resiliência por tração - MR

O módulo de resiliência da mistura foi determinado, de acordo com os procedimentos descritos no método de ensaios DNER-ME 133:1994 e determinados de acordo com o item 3.5.3.

### 3.8.4 Determinação do pH das misturas atuais

Para verificação da estabilização química das misturas, foram determinados o pH das misturas com percentuais de cal de 5%, 7%, 9%, 11% e 13%. O cálculo do percentual de cal foi efetuado considerando o solo como 100%, o que estabelece para uma quantidade de cinza de 25% percentuais reais de 3,8%, 5,3%, 6,7%, 8,1% e 9,4% respectivamente. Destacam os autores do método, que o teor ótimo de cal é aquele capaz de elevar o pH da mistura a um valor maior ou igual a 12,4. O equipamento utilizado para determinação do pH foi um pHômetro de campo, modelo HI 98103, da marca Hanna Instruments, com solução tampão de pH 11. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Águas, DEQUIM- CIENTEC, em ambiente com temperatura controlada.



Figura 3.22 – Equipamento utilizado para determinação do pH.

Fonte:DEQUIM/CIENTEC.

## 4. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E MISTURAS

### 4.1 MATERIAIS E MISTURAS DA RODOVIA DO TSC

#### 4.1.1 Solos da base pozolânica

Os solos empregados na construção da base pozolânica foram os solos provenientes da dragagem do canal e de uma jazida próxima às margens do TSC. Na elaboração do projeto do TSC, as sondagens realizadas coletaram amostras em vinte locais, com profundidade média variando entre 0,30 m e 1,20 m. O material coletado foi identificado texturalmente como areia fina com raros torrões de argila, de cor cinza amarelado a cinza escuro.

Na caracterização do laboratório em laboratório, as amostras de campo formaram uma única amostra, a análise granulométrica do solo resultou na curva apresentada na Figura 4.1, sendo registradas as seguintes frações e percentual: areia média 1%, areia fina 75%, silte 7% e argila 17%.

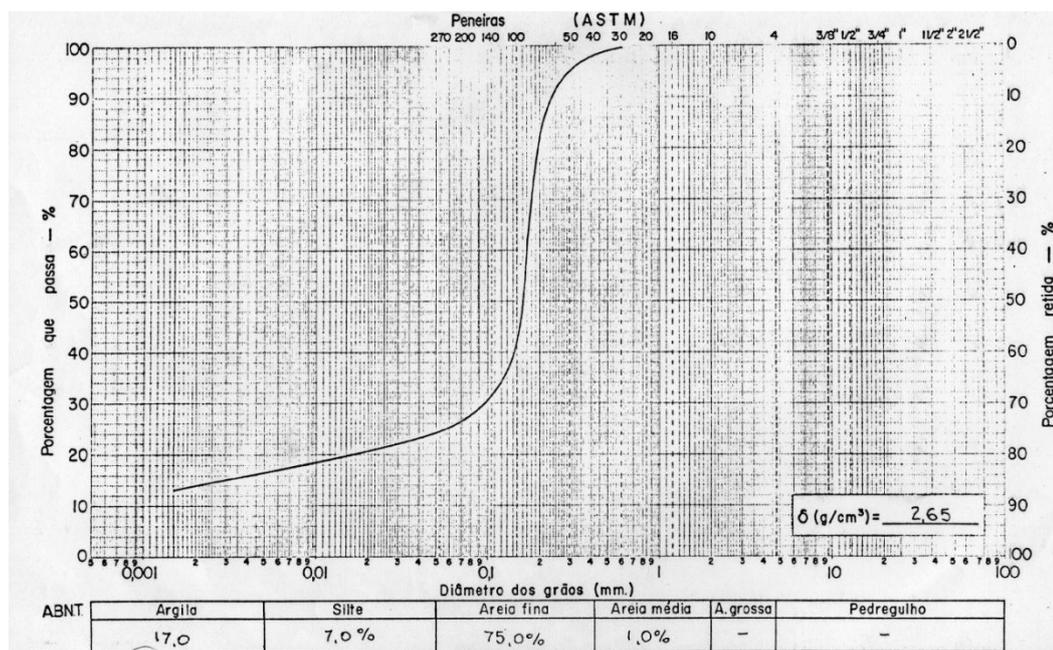


Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo da base pozolânica, TSC.

Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

Os limites de Atterberg, determinados para o solo, apresentaram os seguintes valores: 21,6 % para o limite de liquidez, 14,2% para limite de plasticidade e 7,4 % para o índice de plasticidade. A massa específica real dos grãos determinada foi de 2,65 g/cm<sup>3</sup>.

#### 4.1.2 Cinza volante da base pozolânica

##### 4.1.2.1 Análise granulométrica

O laboratório de solos do Departamento de Geotecnia - DEPGEO/CIENTEC, em determinações granulométricas em cinzas volantes, de acordo com a ABNT NBR 7181:1988, determinou as seguintes frações e percentuais para cinzas volantes: 30% de areia, 65% de silte e 5% de argila. A curva granulométrica da cinza volante utilizada na mistura pozolânica da base do pavimento do TSC - COPESUL, esta apresentada na Figura 4.2.

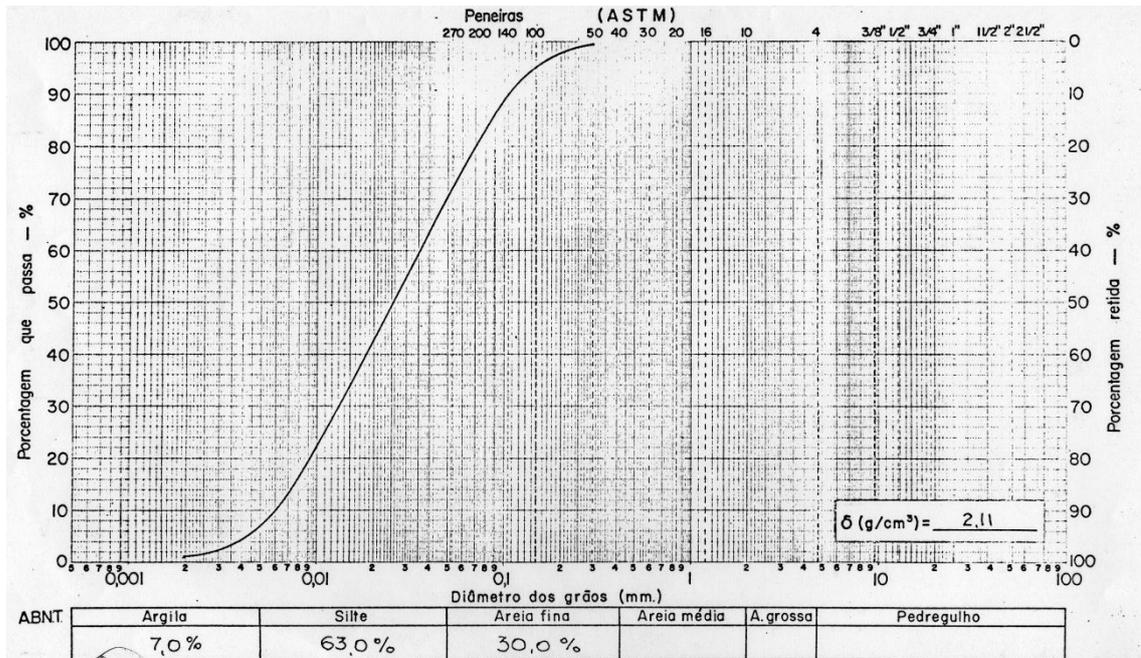


Figura 4.2 – Curva granulométrica da cinza volante utilizada na base pozolânica.  
Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

As informações constantes na curva da Figura 4.2 registraram os percentuais de 30 % de areia fina, 63% de silte e 7% de argila. A massa específica determinada foi de  $2,11 \text{ g/cm}^3$ .

A superfície específica Blaine, parâmetro importante na reatividade e interações com outras partículas, implicando inclusive na expectativa de maior reatividade foi determinada apresentando um valor de  $3860 \text{ cm}^2/\text{g}$ .

Outras determinações da superfície específica Blaine, segundo os procedimentos da ABNT, indicam valores na faixa de  $2500 \text{ cm}^2/\text{g}$  e  $3500 \text{ cm}^2/\text{g}$ .

#### 4.1.2.2 Análise química

Os resultados das análises químicas realizadas nas cinzas volantes utilizadas na mistura da base pozolânica do pavimento do TSC e no projeto CICASOL (1984) estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Composição química da cinza volante da COPESUL

PROJETO CICASOL	COMPOSIÇÃO QUÍMICA	CINZAS	
		COPESUL	
ENSAIOS		RESULTADOS	
		Unidade	Cinza Volante
CONSTITUIÇÃO QUÍMICA	SiO <sub>2</sub>	%	64,40
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	18,20
	CaO	%	2,15
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	6,50
	K <sub>2</sub> O	%	1,41
	MgO	%	0,88
	C	%	0,14
	Na <sub>2</sub> O	%	0,34
	TiO <sub>2</sub>	%	0,80
	S	%	0,09
PERDA AO FOGO		%	0,33

Fonte: CICASOL (1984).

A difração por raios-X realizada em cinzas no projeto CICASOL (1984) apontaram a presença dos seguintes minerais: quartzo, mulita, feldspato, cristobolita, caolinita, calcita.

#### 4.1.3 Cal da base pozolânica

##### 4.1.3.1 Características físicas

A caracterização físicas das cales foram realizadas pelo projeto CICASOL (1984). O estudo determinou os percentuais através do material < 0,075 mm (n° 200), a massa específica real dos grãos e a superfície específica de Blaine. Os resultados da caracterização estão relacionados na Tabela 4.2.

As observações registradas sobre a textura das cales ensaiadas no projeto constataram que a textura da cal dolomítica comum apresentava-se mais áspera face ao teor superior de grãos. Registraram ainda que, *“na parte grosseira, ainda que predominem impurezas, existe apreciável teor de cal aderido aos grãos”* CICASOL/1984, p 56.

Tabela 4.2: Características físicas das cales do projeto da rodovia TSC

Características físicas	Dolomítica extra	Dolomítica comum
Finura (mat. < 0,075 mm)	98,96 %	80,9 %
Superfície específica Blaine	20.145 cm <sup>2</sup> /g	13.545 cm <sup>2</sup> /g
Massa específica real dos grãos g/cm <sup>3</sup>	2,50	2,66
Índice de atividade pozolânica kgf/cm <sup>2</sup>	96.70	59,60

Fonte: CICASOL (1984).

Outra observação registrada foi que, “apesar das cales dolomíticas comum e extra serem originadas da mesma rocha, apresentam diferenças acentuadas tanto física como química, basicamente pela seleção mais rigorosa da matéria-prima destinada à produção da cal extra, que consistia na separação manual dos fragmentos indesejáveis antes e após a queima. Deduziram que a diferença de qualidade estava mais na pureza do material do que no beneficiamento” CICASOL (1984), p 57.

A determinação da finura, realizada nas cales dolomíticas comum e extra, através do estudo do TSC, Relatório Técnico 76049/1984:CIENTEC estão apresentada na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Ensaio de finura das cales dolomíticas do projeto TSC

CALES	% material que passa na peneira		
	0,42 mm	0,075 mm	0,044 mm
Dolomítica extra	100	98,8	97,5
Dolomítica comum	100	76,5	71,2

Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

#### 4.1.3.2 Características químicas

A análise química desenvolvida no projeto CICASOL (1984) estudou, entre outras, as cales produzidos no estado do Rio Grande do Sul. Os resultados das análises químicas estão apresentados na Tabela 4.4.

Os teores de óxido de magnésio, na ordem de 28%, permitiram classificar as cales como dolomíticas. Constataram também que os teores de CaO e MgO, em torno de 70% seria uma condição satisfatória para uso na estabilização.

Tabela 4.4 - Composição química da cales do projeto do TSC

CALES Análise Química	DOLOMÍTICA COMUM (%)	DOLOMÍTICA EXTRA (%)
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,34	0,23
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,19	0,20
MgO	27,30	27,50
CaO	48,70	47,50
SiO <sub>2</sub>	2,50	1,40
CO <sub>2</sub>	5,00	1,60
H <sub>2</sub> O	0,28	0,60
Na <sub>2</sub> O	0,28	0,20
K <sub>2</sub> O	0,036	0,07
Perda ao fogo	20,20	21,60
Resíduo insolúvel	1,70	1,30

Fonte: CICASOL (1984).

#### 4.1.4 Estudo das misturas da base pozolânica

O estudo desenvolvido no projeto do pavimento do acesso ao Terminal Santa Clara – TSC, avaliou diversas misturas na busca da proporção ideal de cinza-cal-solo, realizando ensaios de compactação, de resistência a compressão simples - RCS, resistência à compressão diametral - RCD e módulo de elasticidade  $E_{\text{dinâmico}}$ . O estudo utilizou dois tipos de cales dolomítica, a comum e a extra, caracterizadas física e quimicamente e através das Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4 e a cinza volante caracterizada na Tabela 4.1 e Figura 4.2. A cal escolhida para utilização na base do pavimento foi a cal dolomítica comum.

Os ensaios de compactação foram realizados seguindo o método DNER – ME 48-1964, com energia intermediária de compactação. A Figura 4.3 apresenta os resultados dos ensaios para determinação da  $ME_{\text{máx}}$  e umidade de compactação, realizados com a cal escolhida. A mistura selecionada foi a mistura contendo 5 % de cal, 25 % de cinza volante e 100% solo, servindo de base para moldagem dos corpos-de- prova da primeira etapa de laboratório. A opção de considerar o solo como 100% acarreta em percentuais reais aproximados de 77% solo, 19% cinza volante e 4% de cal.

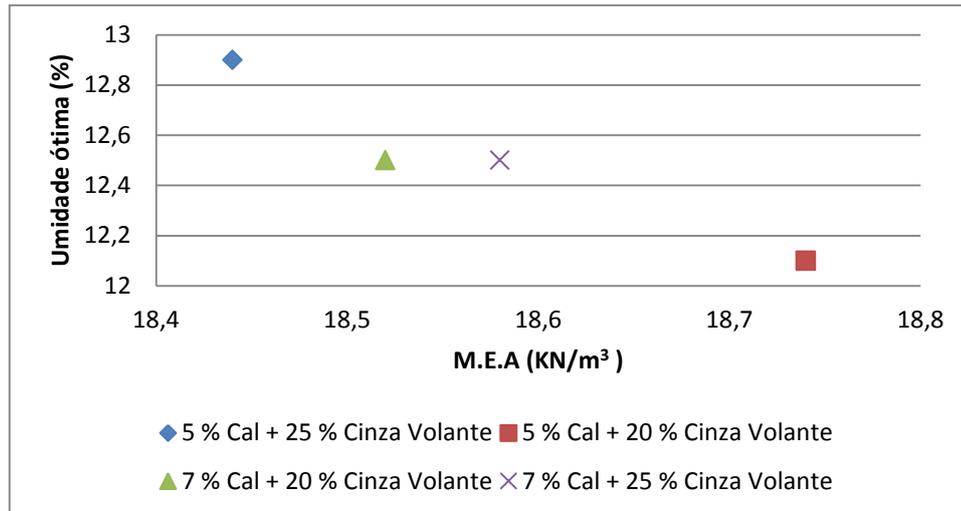


Figura 4.3 – Ensaio de compactação das misturas da base pozolânica - TSC.  
Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

Os corpos-de-prova para os ensaios de RCS, RCD e  $E_{\text{dinâmico}}$ , após moldados foram protegidos em sacos plásticos e deixados curar em câmara úmida, com temperatura e umidade controladas. Antes da ruptura os corpos-de-prova foram deixados imersos por 24 h. As idades de rupturas estabelecidas foram 7, 14 e 28 dias. A Tabela 4.5 apresenta os resultados dos ensaios desenvolvidos no projeto do TSC.

Tabela 4.5 Resultado dos ensaios de RCS, RCD e  $E_{\text{dinâmico}}$  das misturas do TSC

Idade (dias)		7			14			28		
Ensaio		RCS	RCD	$E_{\text{dinâmico}}$	RCS	RCD	$E_{\text{dinâmico}}$	RCS	RCD	$E_{\text{dinâmico}}$
Teor de cal (%)	Teor de Cinza (%)	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
5	20	1,53	0,14	4451,50	2,38	0,23	6694,00	2,66	0,30	7899,20
	25	1,52	0,12	4102,60	2,37	0,20	6544,90	3,13	0,36	8141,40
7	20	1,60	0,16	4959,90	2,57	0,29	7811,70	3,36	0,41	9111,20
	25	1,66	0,16	5131,10	2,43	0,26	7341,20	3,77	0,44	8932,70

Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

As figuras que seguem, 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam as variações das resistências dos ensaios RCS, RCD e  $E_{\text{dinâmico}}$ , em função das idades de cura.

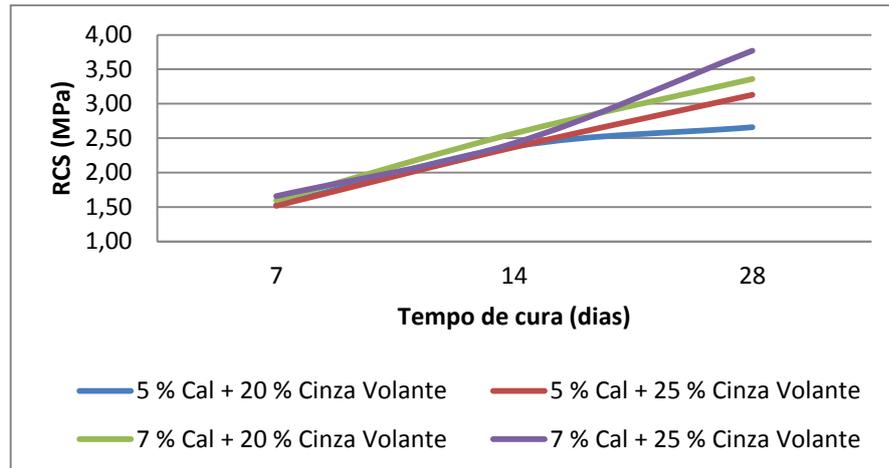


Figura 4.4 – Resultados dos ensaios de RCS do projeto TSC.  
Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

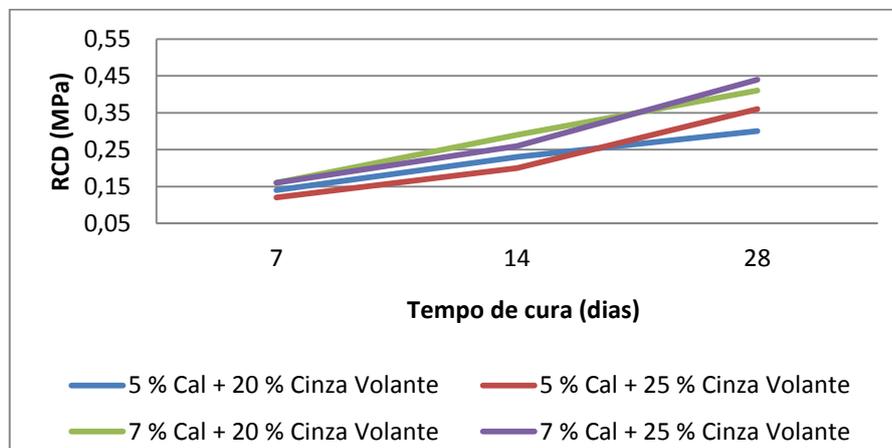


Figura 4.5 – Resultados dos ensaios de RCD do projeto TSC.  
Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

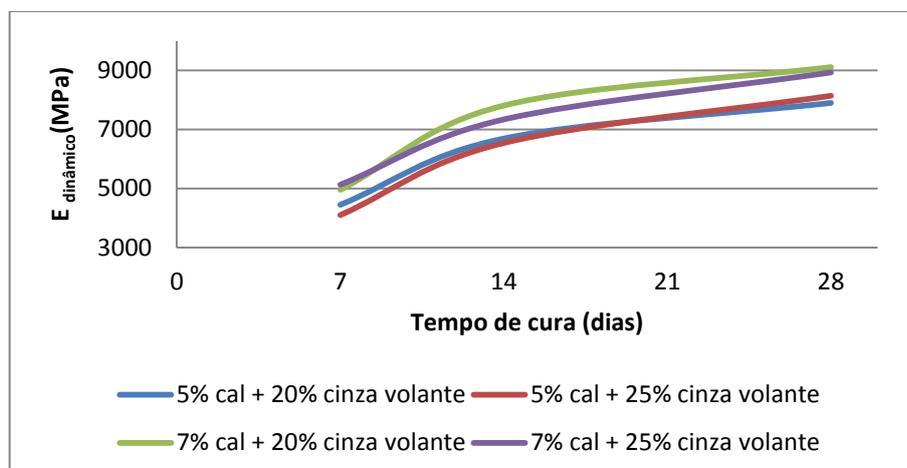


Figura 4.6 – Resultados dos ensaios de  $E_{\text{dinâmico}}$  do projeto TSC.  
Fonte: RT-76049/1984: CIENTEC.

## 4.2 MATERIAIS E MISTURAS DO ESTUDO ATUAL

### 4.2.1 Caracterização granulométrica dos materiais

A areia do Rio Jacuí, utilizada para a moldagem dos CPs em laboratório, foi analisada granulometricamente por peneiramento e sedimentação. O resultado da análise está apresentado na Figura 4.6. Na determinação dos limites de Atterberg a amostra foi considerada como material não plástico.

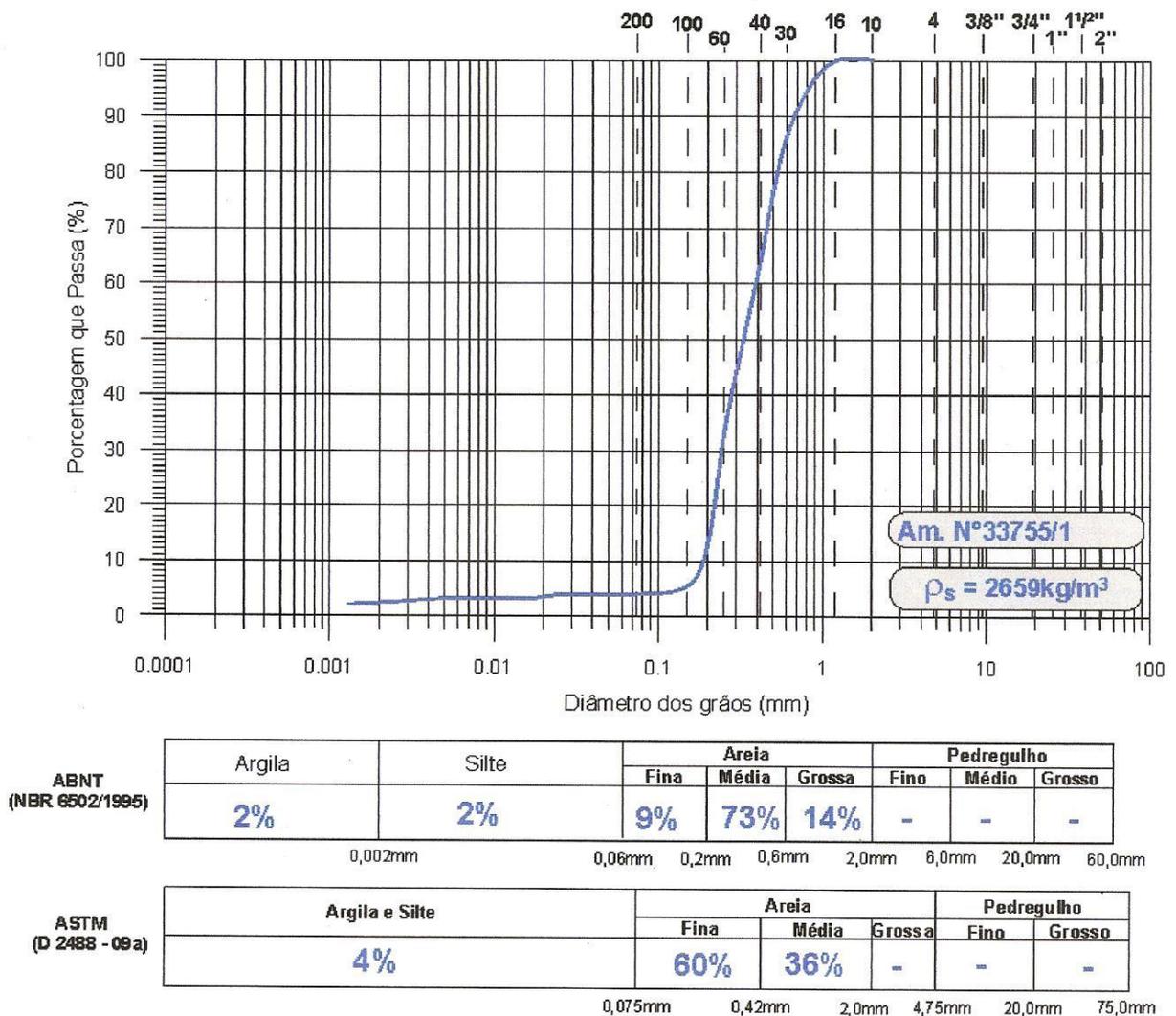


Figura 4.7 Curva granulométrica da areia do Rio Jacuí.

A determinação da massa específica dos grãos, seguindo as determinações da ABNT NBR 6508:1984, resultou 2659 kg/m<sup>3</sup>.

De acordo AASHTO, norma D-3282 da ASTM, o solo pode ser classificado como A-3, areia fina. Na classificação do Sistema Unificado de Classificação, norma D-2487 ASTM, o solo pode ser classificado como SP.

A análise granulométrica da mistura, considerando a quantidade de solo como 100% e com a adição de 25% de cinza volante, está representada na curva da Figura 4.8.

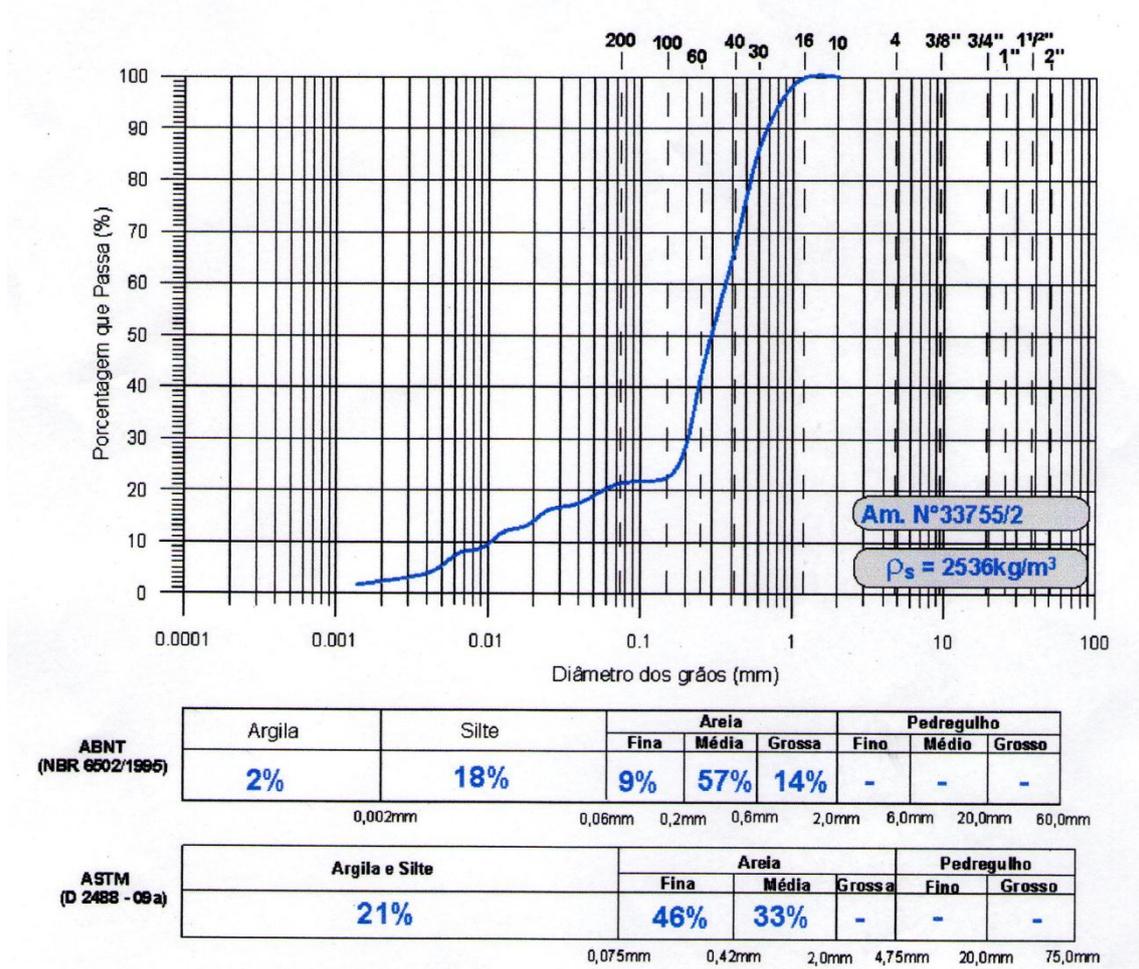


Figura 4.8 - Curva granulométrica da mistura com 25% cinza volante.

## 4.2.2 Caracterização da cinza volante

### 4.2.2.1 Características físicas

A determinação da massa específica e da finura da cinza volante foram determinados no Laboratório de Materiais da Construção – DEMACC/CIENTEC atendendo as normas ABNT NBR 23:2001 e NBR 1157:1991, os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Massa específica e finura da cinza volante atual

Características físicas	Cinza volante Braskem
Massa específica absoluta ( $\text{g/cm}^3$ )	2,14
Finura – Retido na peneira n° 200	3,00

Fonte: DEMACC/CIENTEC.

#### 4.2.2.2 Características químicas

A determinação do pH da cinza volante do estudo laboratorial, de acordo com as prescrições do Boletim Técnico N° 7 do Ministério da Agricultura RJ, constatou um pH de 12,37% a 25 °C. Os resultados da análise química e difratométricas estão apresentados na Tabela 4.7 e na Figura 4.9.

Tabela 4.7 – Composição química da cinza volante atual

ESTUDO LABORATORIAL	COMPOSIÇÃO QUÍMICA	CINZAS	
		BRASKEM	
ENSAIOS	RESULTADOS		
	Unidade	Cinza Volante	
CONSTITUIÇÃO QUÍMICA	SiO <sub>2</sub>	%	61,2
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	29,0
	CaO	%	2,85
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	3,15
	K <sub>2</sub> O	%	1,65
	MgO	%	0,43
	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	%	< 0,03
	C	%	0,14
	Na <sub>2</sub> O	%	0,10
	TiO <sub>2</sub>	%	1,08
	SO <sub>3</sub>	%	0,17
PERDA AO FOGO (1000°C)			
NBR NM 18/2004		%	0,33

Fonte: DEQUIM/CIENTEC.

O resultado da análise química da cinza volante coletada na BRASKEM, registrada na Tabela 4.7, apresenta uma pequena variação negativa de quartzo (SiO<sub>2</sub>), e uma variação positiva mais acentuada de alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) em relação aos resultados da cinza obtida durante a construção da rodovia, Tabela 4.1.

A análise da matéria orgânica através da perda ao fogo realizadas em amostras de cinza da COPESUL (utilizada na construção) e da BRASKEM (utilizada nos ensaios laboratoriais) apresentaram resultados idênticos, ou seja, 0,33%.

As cinzas analisadas atendem as exigências químicas prescritas na ABNT/NBR-12563/92, permitindo caracterizar os materiais como pozolânico, Tabela 2.2.

Análise da difração da cinza volante da BRASKEM, Figura 4.9 identifica ângulos acentuados característicos da presença de quartzo e mulita.

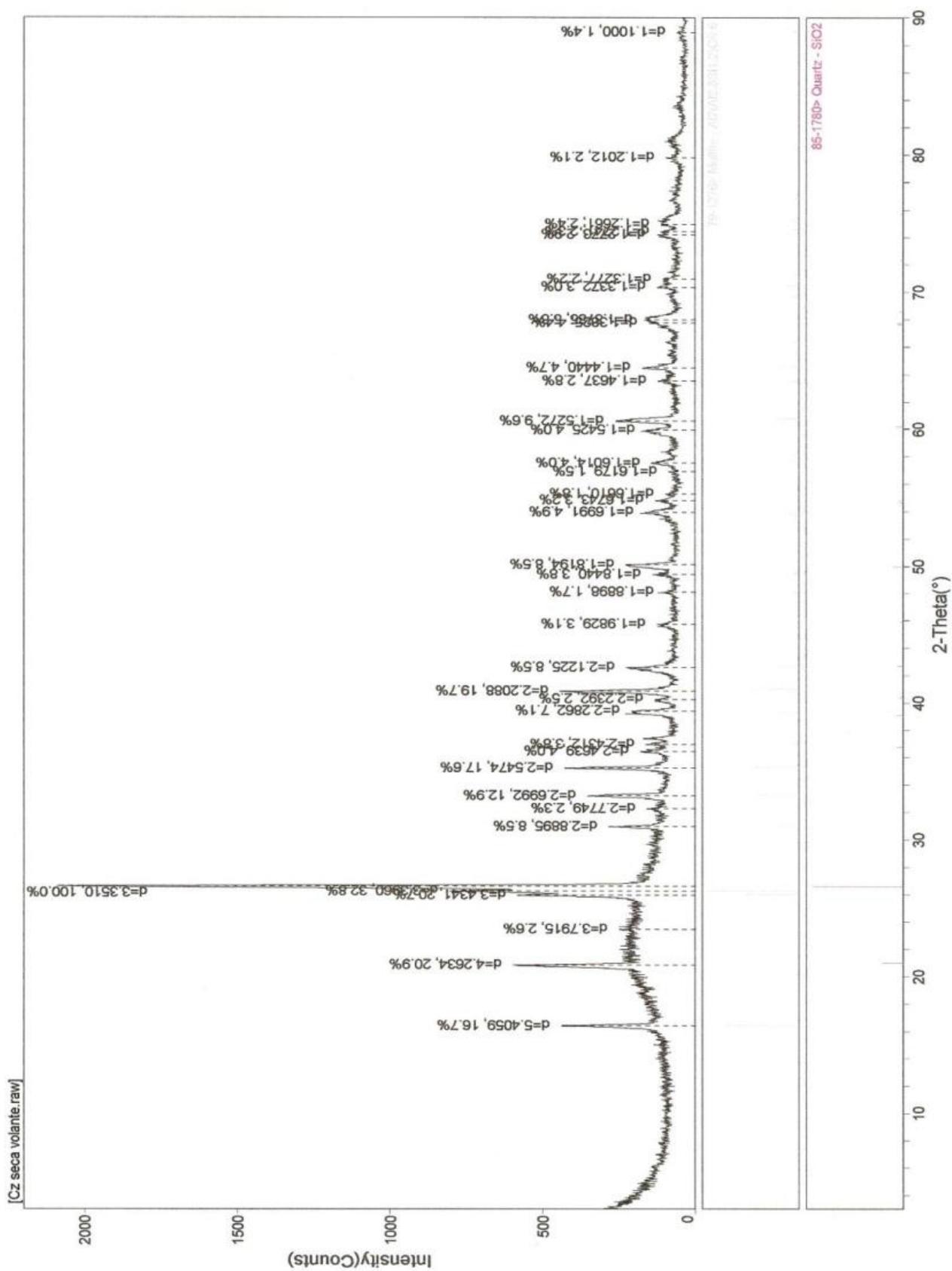


Figura 4.9 – Difratoograma da cinza volante do estudo laboratorial.

#### 4.2.3 Caracterização das cales do estudo laboratorial

A caracterização física das cales dolomíticas, realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil – DEMACC/CIENTEC, determinaram a massa específica e a finura dos materiais. Os ensaios foram realizados segundo as normas ABNT NBR 23:2001 e NBR 11579:1991. Os resultados dos ensaios estão apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Massa específica e finura das cales dolomíticas atuais

Determinação	Dolomítica comum	Dolomítica extra
Massa específica absoluta (g/cm <sup>3</sup> )	2,35	2,40
Finura – Retido na peneira n <sup>o</sup> 200	9,8	7,9

Fonte: DEMACC/CIENTEC.

Os resultados das análises químicas das cales utilizadas no estudo atual estão apresentados na Tabela 4.9. A fim de complementar a caracterização, uma amostra de cal dolomítica comum foi submetida à difração por raios-X, o resultado está apresentado na Figura 4.10.

Tabela 4.9: Composição química das cales atuais

CALES Análise Química	DOLOMÍTICA COMUM (%)	DOLOMÍTICA EXTRA (%)	CALCÍTICA
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> e Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ABNT – NBR 6473	2,3	0,7	1,1
CaO ABNT – NBR 5743/89	25,2	44,4	71,2
MgO ABNT – NBR 5743/89	17,2	27,8	0,5
CaO Disponível ABNT – NBR 6473	20,7	37,6	63,1
SiO <sub>2</sub> Resíduo insolúvel – ASTM – C 25/98	42,9	6,1	2,3
Perda ao fogo ABNT – NBR 5743/89	13,0	20,4	23,5

Fonte: DEQUIM/CIENTEC.

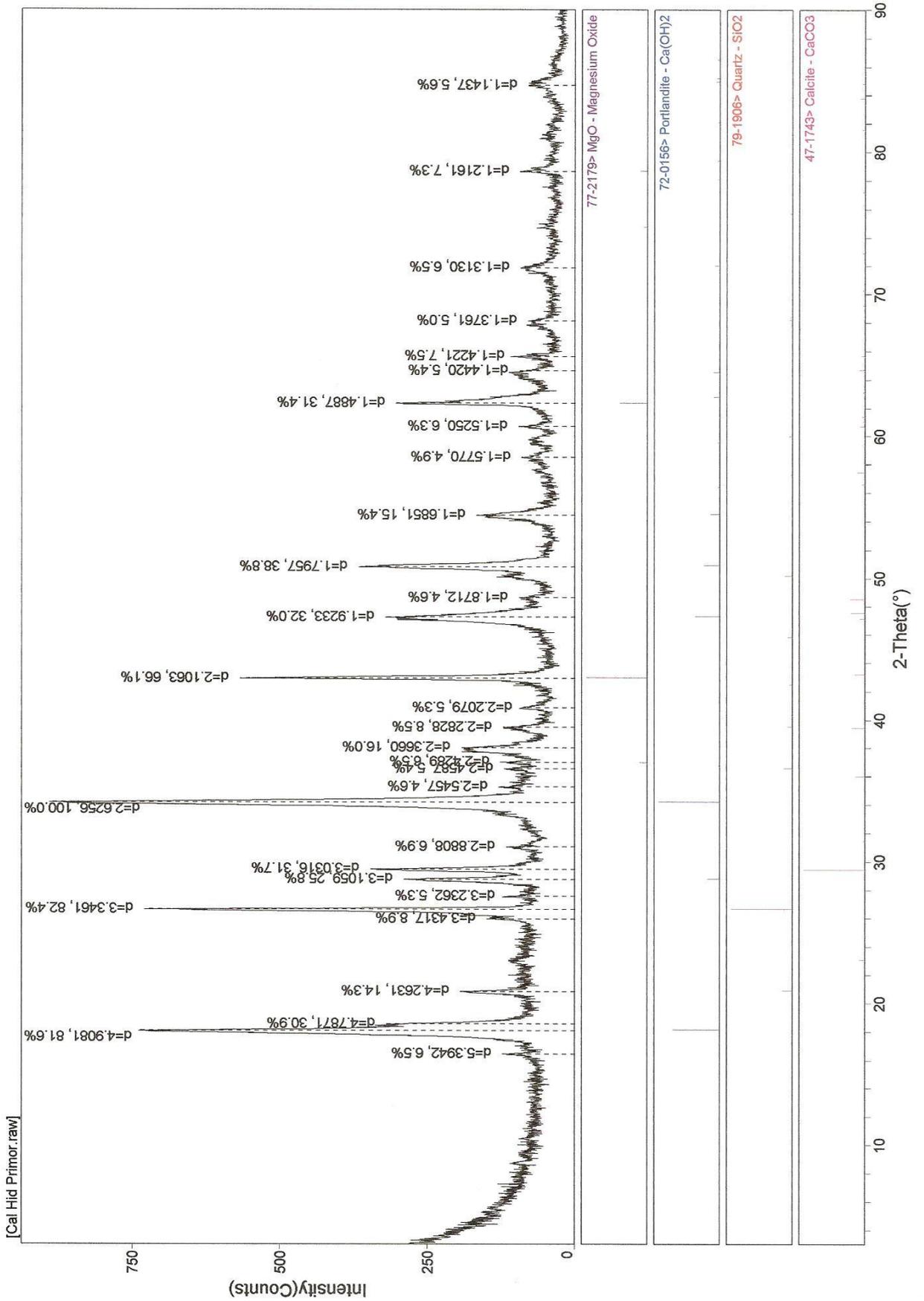


Figura 4.10 – Difratoograma da cal dolomítica comum.

Os resultados das análises químicas das cales do estudo laboratorial, Tabela 4.9 registraram uma variação significativa nos percentuais de óxido cálcio total, óxido de cálcio disponível e óxido de magnésio. Tomando como base a cal dolomítica comum, a cal dolomítica extra, apresentou um resultado a maior de aproximadamente 76% de CaO, já a comparação com a cal calcítica a variação do CaO ficou em torno de 182%.

Na análise do óxido de cálcio disponível, em que o carbonato de cálcio é desconsiderado, os valores encontrados, partindo da referência da cal dolomítica comum, apresentaram teores em torno de 82% para a cal dolomítica extra e de 205% para a cal calcítica.

Outro item a ser destacado foi os percentuais de óxido de magnésio determinados para a cal dolomítica comum de 17,2% e de 27,8% para a cal dolomítica extra.

Os baixos teores de óxido de cálcio, associado com os elevados teores de magnésio, segundo Sampaio e Almeida (2005) podem ser consideradas como cal dolomítica.

A quantidade de resíduo insolúvel  $\text{SiO}_2$  encontrado na amostra da cal dolomítica comum evidenciam as observações apontadas por Rohde *et al.* (2012), destacadas através da norma europeia NF EM 459:1:2002, sobre cales hidráulicas, que permitem acréscimos nas misturas pós-calcinamento, prática que vem sendo utilizada pelos fabricantes da região de Caçapava do Sul, no estado do Rio Grande do Sul.

A interpretação da difração de raio-X da cal dolomítica comum apresentou picos acentuados em ângulos característicos de óxido de magnésio, (MgO), portlandita  $\text{Ca(OH)}_2$ , quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) e calcita ( $\text{CaCO}_3$ ).

## 5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

### 5.1 TIPO DE VEÍCULO E DADOS DE TRÁFEGO

Na avaliação funcional e estrutural de um pavimento, a definição do tráfego no período é fundamental; nesse sentido, o tráfego foi estimado levando em consideração as informações prestadas pela Companhia de Pesquisas e Lavras Minerais – COPELMI /RS, maior usuário da rodovia. A COPELMI é a empresa responsável pela extração e transporte do carvão mineral, utilizando o Terminal Santa Clara – TSC. As cargas que chegam por embarcações via fluvial, são transferidas para veículos rodoviários sendo transportado através da rodovia o objeto do estudo até um depósito localizado a 2700 metros do terminal. Nesse depósito o carvão é triturado seguindo por correias transportadoras até as unidades de consumo da Braskem. Os veículos utilizados são caminhões pesados, tipo semirreboque (2S3), Figura 5.1, com carga máxima de 41,5 t. Registros da COPELMI informaram o transporte médio anual em torno de 150.000 t, permitindo determinar um número de passagens de eixo padrão ( $N_{AASHTO}$ ), ao longo desses vinte e sete anos de aproximadamente  $7,71 \times 10^5$ . Importante destacar que o número de eixo padrão determinado nesse período não levou em conta as operações de transporte da unidade petroquímica através do TSC, nem do escoamento das propriedades agrícolas nas imediações da rodovia. Outro registro importante não considerado foram os valores de pesagem acima do limite do veículo. Acompanhamento das pesagens registraram valores de 45 tf até 51 tf de carga máxima.



Figura 5.1 – Veículo padrão para transporte do carvão mineral na rodovia do TSC.

### 5.2 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL – I.G.G.

Conforme mencionado no item 2.6, a avaliação de um pavimento passa necessariamente pela identificação dos defeitos, trincas, panelas, afundamentos, desgaste estrutural, procurando associar a natureza dos defeitos às suas causas determinantes.

Buscando estabelecer trechos com comportamento semelhantes, ou seja, subtrechos homogêneos, as medidas das deflexões e dos afundamentos nas trilhas de rodas internas (TRI) e externas (TRE) foram analisadas. A análise dos dados permitiu classificar o trecho como tendo um comportamento homogêneo, pois não foram constatadas mudanças significativas no comportamento da estrutura. Os pontos que ocorreram pequenas variações de comportamento foram pontos identificados com danos localizados. No estudo esses pontos foram selecionados para extração de amostras para ensaios de resistência bem como determinações de medidas de deflexões e do afundamento nas trilhas de rodas mais detalhado. Em razão dessa avaliação, o inventário dos defeitos foi desenvolvido considerando a extensão da rodovia, 3,2 Km, como um trecho homogêneo para fins da determinação do I.G.G. As Figuras que seguem, 5.2 e 5.3, apresentam os resultados das medidas de afundamentos nas trilhas de rodas interna e externa, e das deflexões máximas medidas nos pontos de estudo e estacas próximas.

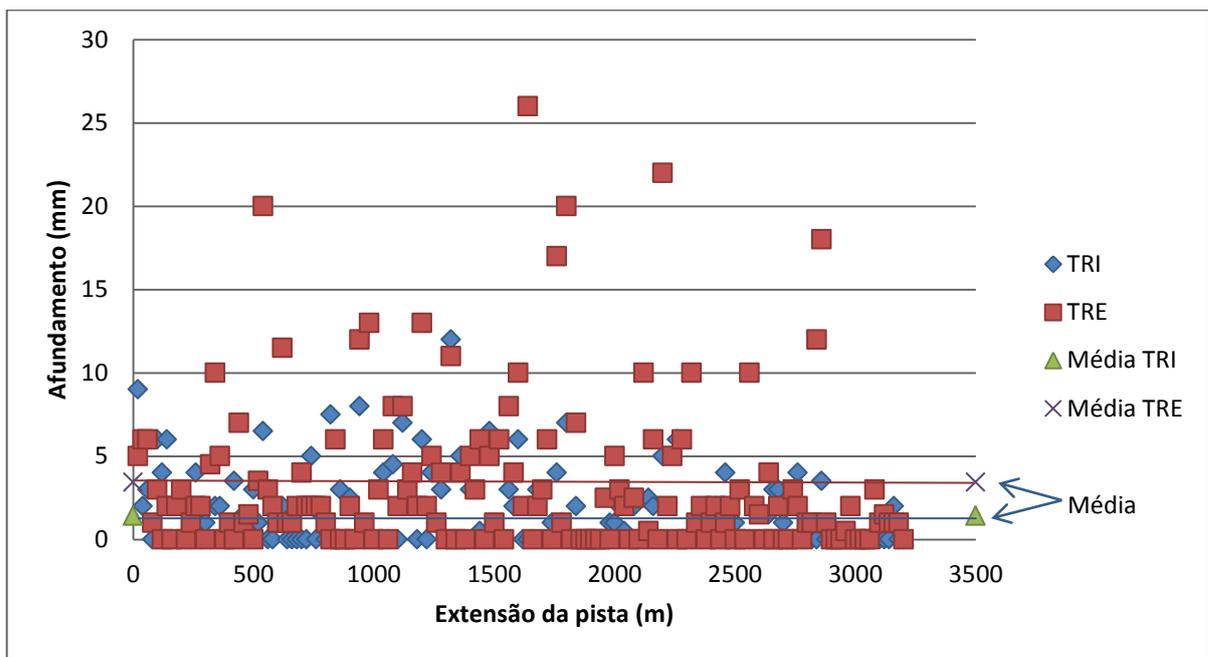


Figura 5.2 – Variações dos afundamentos nas TRI e TRE na rodovia do TSC.

Por ocasião do inventário dos defeitos para determinação do IGG, foram identificados dois trechos com a estrutura do pavimento alterada, estacas 0+284 até 0+340 (aproximadamente 56 metros) e estacas 1+060 até 1+210 (aproximadamente 150 m). As informações levantadas constataram pontos com elevação e/ou rebaixamento do greide sendo empregados na reconstrução do pavimento base com brita graduada. Na estaca 1+060, o trecho alterado apresentava-se bastante danificado com deformações plásticas com sollevamento lateral, registro de panelas, trechos esses descartados do estudo.

Em relação aos locais determinados para a extração das amostras, esses locais foram pontos identificados como possuidores de defeitos de maior magnitude no trecho. Foram determinados seis pontos, além desses, não havia no trecho mais do que dois pontos com problemas semelhantes, porém todos com menor intensidade, podendo as amostras serem consideradas bastante significativas para o estudo. O resultado do inventário dos defeitos e da determinação do Índice de Gravidade Global - IGG estão apresentados na Tabela 5.1.

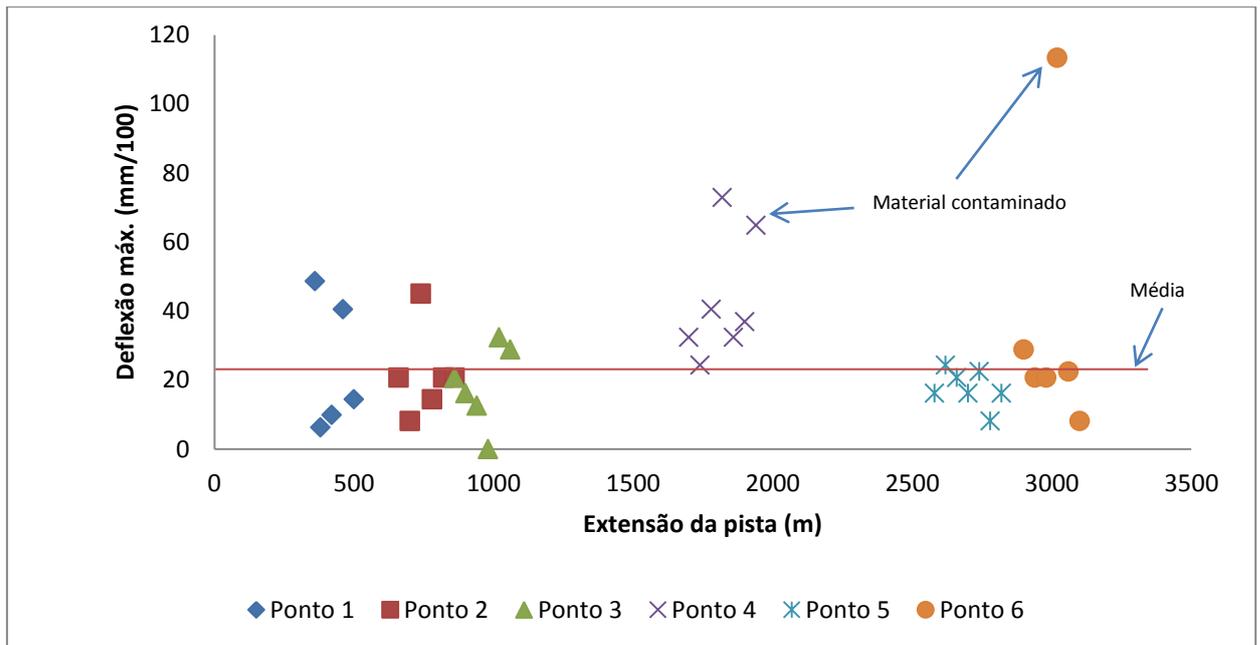


Figura 5.3 – Variações das deflexões máximas nos pontos de extração e em estacas próximas, na rodovia do TSC.

Tabela 5.1 – Planilha de cálculo e determinação do IGG da rodovia do TSC

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL DNIT – 006/2003 - PRO			DATA: 12/05/2011		FOLHA: 01	
Endereço: Rodovia TSC			Tipo de Revestimento: TST - CAUQ		Estaca: 0 + 020 até 3 + 120	
Item	Natureza do Defeito	fa	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual	Observações
1	FC - 1 (FI, TTC, TTL, TLC, TLL, TRR)	120	76	0,2	15	
2	FC - 2 (J. TB)	15	9	0,5	4,5	
3	FC - 3 (JE, TB)	0	0	0,8	0	
4	ALP, ATP	28	18	0,9	16	
5	O e P	10	6	1,0	6	

6	Ex	0	0	0,5	0	
7	D	0	0	0,3	0	
8	R	7	4	0,6	2	
9	F = Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas T.R.I e T.R.E.		2,37	1,33	3,16	
10	FV = Média aritmética das variâncias das flechas medidas em ambas as trilhas		13,61	1	13,61	
	Número total das estações inventariadas	158	Índice de Gravidade Global - I.G.G		60	<b>Regular</b>
	(1) quando $F < 30$ $IGI = F * 3/4$ e quando $F > 30$ $IGI = 40$					
	(2) quando $FV < 50$ $IGI = FV$ e quando $FV > 50$ $IGI = 50$					

Nos registros dos defeitos foi observado um grande percentual de ocorrência das trincas longas longitudinais e transversais, formando grandes blocos, com espaçamento entre as trincas superiores a cinco vezes a espessura da camada, caracterizadas de acordo com o método da República da África do Sul como trincamento de retração. Importante destacar que os locais das trincas longas longitudinais apresentavam-se aleatórias, geralmente fora do alinhamento das trilhas de roda.

### 5.3 AMOSTRAS DA BASE POZOLÂNICA EXTRAÍDAS NA RODOVIA

#### 5.3.1 Registro dos pontos de estudo

Conforme descrito anteriormente, os locais escolhidos como pontos de estudos foram àqueles identificados no inventário como possuidores de danos de maior gravidade. A Tabela 5.2 apresenta o resumo dos locais escolhidos com suas respectivas estacas, apresenta ainda os registros dos principais defeitos conforme a nomenclatura da norma DNIT 005/2003 – TER bem com o resultado das medições dos afundamentos nas trilhas de roda apresentando também as imagens da superfície do pavimento em cada um dos pontos.

Tabela 5.2 - Registros dos pontos de extração.

Ponto	Estaca	Defeitos	Afundamento na trilha de roda (mm)		Registro
			TRI	TRE	
1	0 + 380	FI	2	10	
		TTL			
		TLL			
		ALC			
	R				
2	0 + 740	TTL	zero	4	
		TLL			
		TRR			
		TB			
		ALC			
	P				
3	0 + 980	FI	8	12	
		TTC			
		TLL			
		ATP			
	ALC				
4	1 + 820	TTC	zero	26	
		TLL			
		TB			
		ALC			
5	2 + 720	TTL	zero	zero	
		TLL			
		ALC			
		O			

Ponto	Estaca	Defeitos	Afundamento nas trilhas de roda (mm)		Registro
			TRI	TRE	
6	3 + 040	TTC	3,5	18	
		TLL			
		TB			
		ALC			
		O			

### 5.3.2 Caracterização das amostras extraídas na rodovia TSC

As amostras extraídas na rodovia foram identificadas e separadas de acordo com os pontos de extração na pista. Ao chegarem ao laboratório às amostras foram analisadas visualmente a fim de verificar possíveis defeitos sendo registradas também suas dimensões. Os principais defeitos verificados foram amostras trincadas e/ou com a presença matéria orgânica na mistura, fatores esses que poderiam alterar o resultado dos ensaios, sendo essas amostras descartadas dos ensaios de resitência. Outro fator avaliado foi à altura mínima exigida pela norma sendo descartadas aquelas que não atendiam o mínimo exigido. Os registros das Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 apresentam o conjunto das amostras extraídas em cada ponto de estudo através da sonda rotativa de 100 mm de diâmetro.



Figura 5.4 - Conjunto de amostras extraídas nos pontos P1 e P2.

As observações sobre a Figura 5.4 destacam as trincas na primeira camada da base cimentada nos pontos P12 e P16. Já na amostra P16, foi observada também uma trinca na segunda camada e contaminação com grumos de argila. No ponto P2 as observações registradas foram à amostra trincada na segunda camada do ponto P21, ausência de amostras da segunda camada nos pontos P22 e P23, ambos localizados no alinhamento da TRE e contaminação de argila nas duas camadas do ponto P26.



Figura 5.5 - Conjunto das amostras extraídas nos pontos P3 e P4.

As observações apontadas nas amostras dos pontos P3 e P4, apresentadas na Figura 5.5 registraram a presença de trincas na primeira camada da base cimentada nos pontos P31, P32 e P36, e contaminação com grumos de argila em todas as amostras extraídas na segunda camada do ponto P3. No ponto P4, os problemas de contaminação foram semelhantes ao encontrado no ponto P3, porém a presença de trincas foi observada somente nas três primeiras amostras da segunda camada da base, P41, P42 e P43, coletadas no alinhamento das TRE, Figura 3.9.



Figura 5.6 - Conjunto das amostras extraídas nos pontos P5 e P6.

A principal observação registrada nas amostras do ponto P5, foi que a trinca observada na face inferior da amostra da segunda camada no ponto P51, propagava-se pela primeira camada da base cimentada chegando até a face superior do revestimento. O tipo de trinca apresentado na superfície, Tabela 5.2, ponto 5, apresentou uma frequência bastante acentuada no inventário de defeitos, em torno de 76% das estacas inventariadas, sendo a amostra do ponto P51 extraída local em cima da trinca na estaca. Já no ponto P6 as observações registraram materiais desintegrados e registros de esmagamento da camada inferior da base. Ainda no ponto P6 observou-se uma similaridade das amostras extraídas em função do paralelismo TRI e TER.

No acostamento, as aberturas realizadas com sonda rotativa de  $\varnothing$  400 mm, Figuras 5.7, 5.8 e 5.9 tiveram como finalidade verificar o estado de conservação do subleito. As observações mostraram o subleito em bom estado conservação, apresentando resistência quando da

cravação do cilindro para extração do material. Os locais das sondagens, bem como as espessuras das camadas encontradas no acostamento estão sintetizados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resumo dos pontos de extração no acostamento da rodovia TSC

Sondagem	1 <sup>a</sup> Camada da base cimentada (cm)	2 <sup>a</sup> Camada da base cimentada (cm)
0 + 740	14,5	18,5
2 + 700	9,0	16,0
3 + 040	12,0	13,0

Os resultados das sondagens realizadas no acostamento registraram que em dois pontos a espessura total encontrada na camada de base atingiu 25 cm; estaca 2 + 700 e 3 + 040. enquanto que na estaca 0+740 a espessura total de base pozolânica encontrada foi de 33 cm. As ilustrações das Figuras 5.7, 5.8 e 5.9. mostram aspecto das camadas da base, as amostras extraídas, os defeitos encontrados e o aspecto do subleito após a remoção da camadas estruturais.



Figura 5.7 – Sondagem no acostamento da rodovia do TSC, estaca 0+740.

A imagem a esquerda da Figura 5.7 mostra o instante após a retirada do disco da primeira camada da cimentada, o disco da segunda camada cimentada da base com uma trinca em toda a sua espessura, localizada no sentido longitudinal da rodovia. Nesse caso, a trinca da camada inferior não se propagou para a camada superior da base e conseqüentemente não se refletiu na superfície do pavimento, imagem a direita da Figura 5.7.



Figura 5.8 – Sondagem no acostamento estaca 2+700.

As observações sobre a sondagem realizada no acostamento da estaca 2+700 fazem referência principalmente às espessuras encontradas nas camadas de base, onde a medida da espessura da primeira camada foi de 9 cm e a segunda camada mediu 16cm. O tratamento superficial aplicado no acostamento apresentava-se em boas condições, não sendo registrado qualquer defeito, não sendo observados também defeitos no subleito.



Figura 5.9 – Sondagem no acostamento estaca 3 + 040.

As observações realizadas no ponto de sondagem da Figura 5.9 destacaram as espessuras das camadas e a localização de uma trinca na primeira camada da base cimentada prolongando-se até a face superior do revestimento. O registro apresenta ainda o cilindro biselado cravado no centro da sondagem utilizada para determinação do teor de umidade do subleito.

Os teores de umidade determinados nos pontos de sondagem foram os seguintes: 16,23% na estaca 0+740, 17,28% para a estaca 2+700 e 16,85% na estaca 3+040.

Em todos os pontos, a avaliação superficial da camada do subleito mostrou-se satisfatória, apresentando dificuldade para cravação do cilindro biselado.

### 5.3.3 Medidas de deflexões realizadas com viga Benkelman na rodovia do TSC

As medidas de deflexões foram realizadas nas estacas determinadas para extração das amostras (pontos de estudo) e em estaca próximas. Nas estacas utilizadas como ponto de

estudo, as medidas de deflexões foram realizadas com afastamentos de maneira a permitir a determinação da deflexão máxima, do raio de curvatura e das bacias de deflexões. Já nas estacas próximas aos pontos de estudos, estacas anteriores e posteriores, as medidas foram realizadas visando à determinação da deflexão máxima e do raio de curvatura. Os resultados das determinações dos raios de curvatura, e das medidas de deflexões estão apresentados na Tabela 5.4.. As estacas destacadas em negrito na Tabela 5.4 referem-se aos pontos de estudo onde se realizou o estudo mais detalhado, com extração das amostras.

Tabela 5.4 – Resumo dos raios de curvatura e das deflexões medidas na rodovia TSC.

Estaca	Raio de Curvatura (m)	Deflexão máxima (mm/100)	Deflexão corrigida máx. (mm/100)	Estaca	Raio de Curvatura (m)	Deflexão máxima (mm/100)	Deflexão corrigida máx. (mm/100)
0 + 360	55	54	49	1+ 700	693	36	32
<b>0 + 380</b>	-	7	6	1+ 740	-	27	24
0 + 420	-	11	10	1+ 780	1386	45	40
0 + 460	693	45	40	<b>1+ 820</b>	115	81	73
0 + 500	-	16	14	1+ 860	693	36	32
				1+ 900	231	41	37
				1+ 940	115	72	65
0 + 660	693	23	21				
0 + 700	-	9	8	2 + 580	-	18	16
<b>0 + 740</b>	693	5	45	2 + 620	-	27	24
0 + 780	-	16	14	2 + 660	693	23	21
0 + 820	693	23	21	<b>2 + 700</b>	-	18	16
0 + 860	693	23	21	2 + 740	-	25	22
				2 + 780	-	9	8
				2+ 820	693	18	16
0 + 860	-	23	21				
0 + 900	-	18	16	2 + 900	693	32	29
0 + 940	-	14	13	2 + 940	-	23	21
<b>0 + 980</b>	-	-	-	2 + 980	-	23	21
1 + 020	-	36	32	<b>3 + 020</b>	115	126	113
1 + 060	-	32	29	3 + 060	-	25	22
				3 + 100	-	9	8

Em razão da temperatura de 28°C durante a realização das medidas de deflexão no campo, os resultados foram corrigidos segundo valores estabelecidos pela AASHTO (1993), para misturas

cimentadas. As variações das determinações dos raios de curvatura e das bacias de deflexões estão apresentadas nas Figuras 5.10 e 5.11, respectivamente.

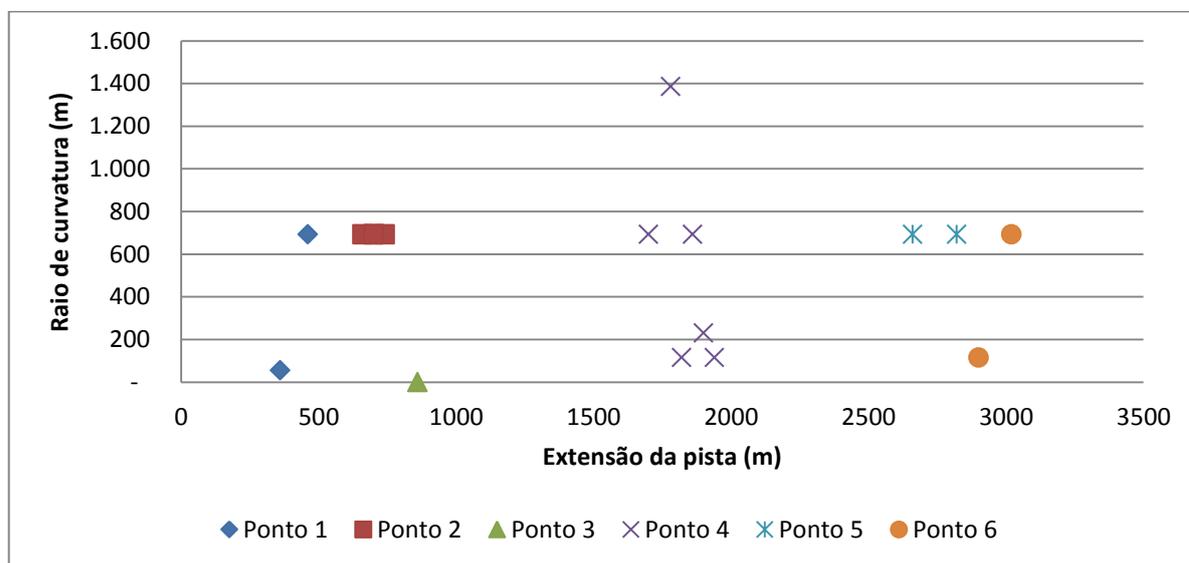


Figura 5.10 – Variações dos raios de curvatura ( $R_{25}$ ) determinados nos pontos de estudo e em estacas próximas aos pontos na rodovia do TSC.

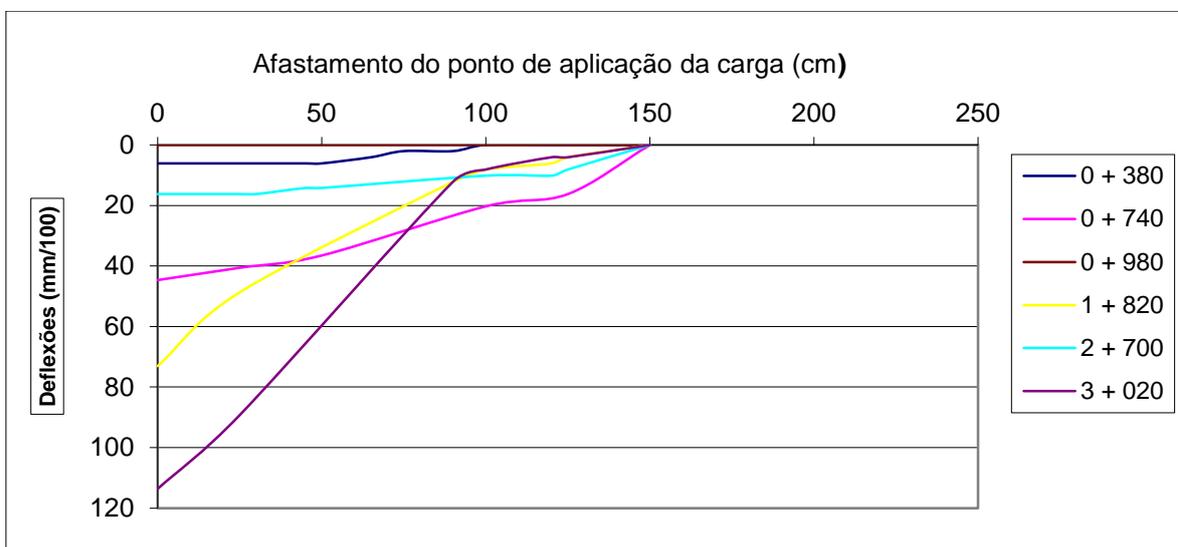


Figura 5.11 – Bacias de deflexões nos pontos de estudo da rodovia do TSC.

#### 5.3.4 Resistência à compressão diametral das amostras da base pozolânica

A resistência à tração por compressão diametral é um parâmetro importante na caracterização das misturas. Os ensaios de resistência à compressão diametral, realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - LAPAV/UFRGS seguiu as

prescrições estabelecidas na norma ABNT NBR 15087:2004. As amostras foram preparadas com espessuras aproximadas de 5,0 cm, sendo excluídas as amostras que apresentavam trincas ou contaminadas com materiais estranhos que pudessem interferir no resultado dos ensaios. A Tabela 5.6 apresenta o resumo das resistências determinadas para as amostras da segunda camada da base cimentada. Os resultados encontrados mostram resistências mais baixas no terceiro (P3) e quarto (P4) pontos de extração, coincidindo com as observações de contaminação da mistura com torrões de argila apresentado na Figura 5.5. Os resultados das resistências de compressão diametral serviram de base para as determinações das cargas dinâmicas empregadas nos ensaios de modulo de resiliência - MR.

Tabela 5.5 – Resultados dos ensaios de RCD relativo às amostras da segunda camada da base cimentada

Identificação das amostras		Diâmetro (cm)	Altura (cm)	RCD (MPa)	RDC Média dos pontos (MPa)	Média global (MPa)	Desvio padrão (MPa)				
Ponto 1	P1222	10,0	6,0	1,45	2,03	1,15	0,63				
	P1421	10,1	6,6	2,20							
	P1422	10,1	6,5	2,11							
	P1521	10,1	6,2	2,34							
Ponto 2	P2521	10,1	4,6	0,99	1,36			1,15	0,63		
	P2621	10,0	6,5	1,73							
Ponto 3	P3221	10,1	4,2	0,56	0,79					1,15	0,63
	P3321	10,0	5,0	0,85							
	P3322	10,0	6,1	0,41							
	P3421	10,1	6,6	0,76							
	P3422	10,1	7,3	0,73							
	P3522	10,0	4,5	0,49							
	P3523	10,0	5,3	0,62							
	P3622	9,97	7,14	1,26							
Ponto 4	P4421	10,10	4,9	0,51	0,60	1,15	0,63				
	P4521	10,09	4,7	0,69							
Ponto 6	P6521	9,93	5,1	0,95	0,95			1,15	0,63		

A Figura 5.12 apresenta as variações ocorridas no ensaio de RCD constantes na Tabela 5.6, nota-se a ausência de resultado referente ao quinto ponto do estudo P5, motivado pela ausência de amostras conforme ilustrado na Figura 5.6. em que a imagem registra amostras

desintregadas nos pontos P51, P53 e P56, ausência de amostra no ponto P55, e nas demais P52 e P54, os materiais extraídos apresentaram-se como camada única da base cimentada. A impossibilidade de distinção entre a primeira e segunda camada da base nesses pontos acarretou por considerar as amostras como camada única, designada como primeira camada de base com espessuras determinadas nos pontos P52 de 24,7 cm, porém tricado na parte superior e de 25,7 cm de espessura no ponto P54.

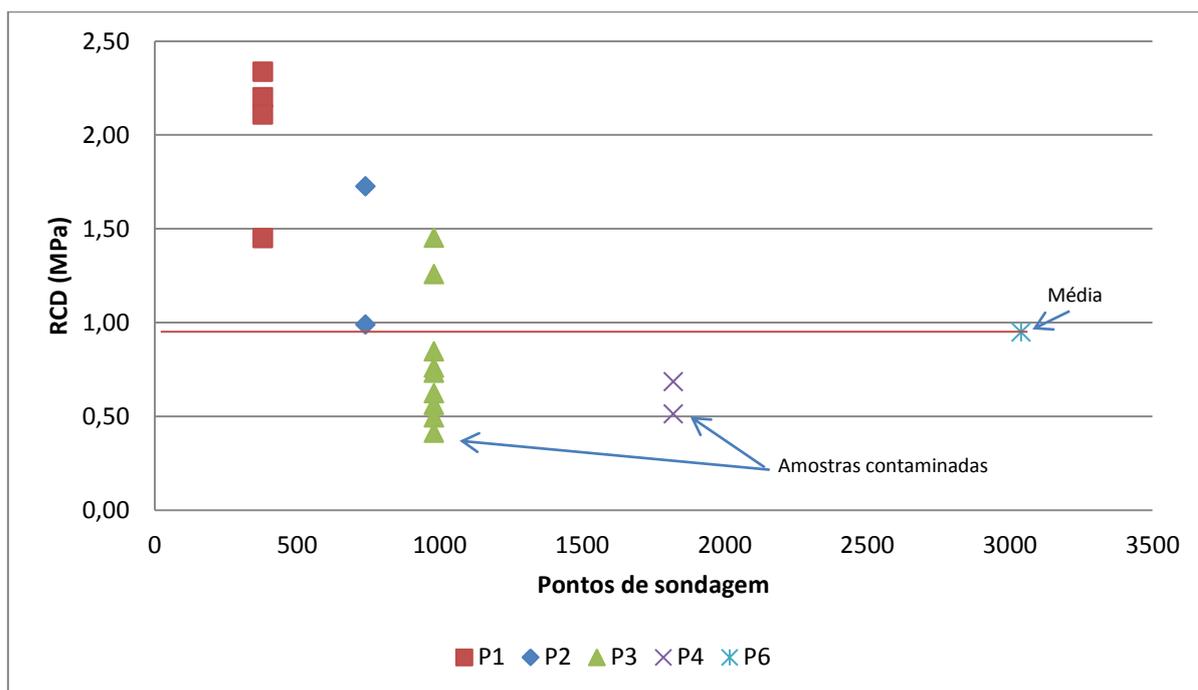


Figura 5.12 – Resumo das variações das RCD, da segunda camada da base cimentada na rodovia do TSC.

As baixas resistências encontradas nos ensaios de RCD nas amostras da segunda camada da base cimentada, Tabela 5.5 podem estar relacionadas à contaminação da mistura com grumos de argila acarretando em resistências bem abaixo da média.

No ensaio para determinação da RCD da primeira camada da base cimentada, os resultados mostraram valores superiores aos determinados para a camada subjacente. O resumo dos resultados está apresentado na Tabela 5.6. As resistências determinadas nos ensaios de compressão diametral nas amostras da primeira camada da base cimentada, apesar da grande variabilidade apresentaram uma resistência média bem acima dos valores mencionados por Nardi (1987) que cita 1,0 MPa para misturas bem dosadas aos 28 dias.

A Figura 5.13 ilustra as variações ocorridas no ensaio de RCD, na primeira camada da base cimentada.

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios de RCD relativo às amostras da primeira camada de base

Identificação das amostras		RCD (MPa)	RCD Média dos pontos (MPa)	Média global (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Ponto 1	P1111	3,06	2,67	1,95	0,61
	P1112	2,37			
	P1412	2,37			
	P1511	2,93			
Ponto 2	P2111	1,85	2,00		
	P2112	1,39			
	P2211	2,95			
	P2213	1,30			
	P2311	2,18			
	P2312	2,42			
	P2313	1,41			
	P2311	2,95			
	P2411	1,91			
	P2412	1,65			
	P2511	1,96			
Ponto 3	P3311	1,57	1,66		
	P3411	1,42			
	P3611	2,00			
Ponto 4	P4111	2,83	2,41		
	P4112	2,31			
	P4211	2,09			
	P4311	2,35			
	P4411	2,48			
Ponto 5	P5211	2,25	1,51		
	P5311	0,67			
	P5411	1,45			
	P5511	1,65			
Ponto 6	P6113	1,13	1,44		
	P6211	1,63			
	P6412	1,51			
	P6413	1,50			

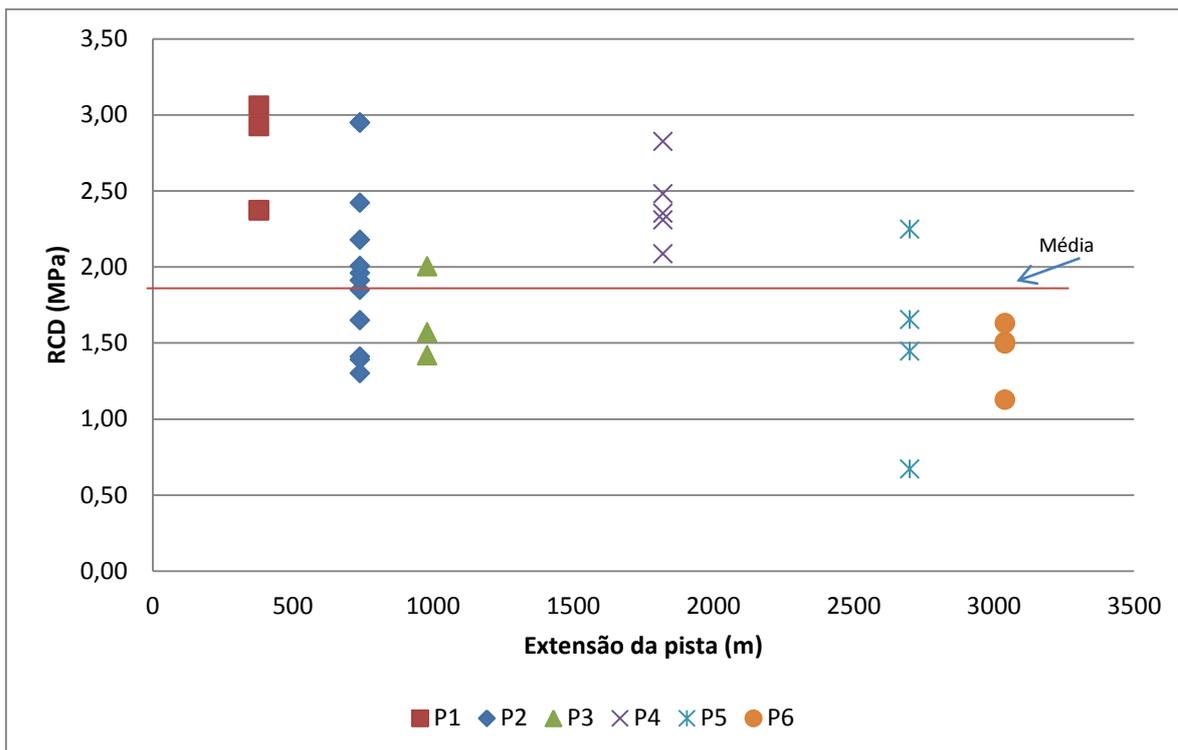


Figura 5.13 – Resumo das variações das RCD, da primeira camada da base cimentada na rodovia do TSC.

Na amostra da primeira camada apesar do ponto P26, apresentar uma pequena contaminação de argila, Figura 5.4, não foi observada alteração no resultado de ensaio de RCD.

### 5.3.5 Resistência à compressão diametral das amostras do revestimento

Na determinação das resistências à compressão diametral (RCD) das amostras de revestimento coletadas na rodovia do Terminal Santa Clara, o preparo foi realizado removendo a camada inferior do tratamento superficial permanecendo apenas a camada superior do revestimento de aproximadamente 5 cm correspondente ao concreto asfáltico usinado a quente.

A baixa espessura resultante após a remoção da camada do tratamento superficial, e, a identificação de trincas em outras amostras, reduziu significativamente o número de amostras disponíveis para determinação da resistência a compressão diametral na camada de revestimento.

As resistências determinadas nos ensaios de RCD das amostras da camada de revestimento estão relacionadas na Tabela 5.7., a visualização das variações dos resultados está apresentada na Figura 5.14.

Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios de RCD relativo às amostras da camada do revestimento da rodovia do TSC

Identificação das amostras		Diâmetro (cm)	Altura (cm)	RCD (MPa)	Média dos pontos (MPa)	Média global (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Ponto 1	P15	10,1	4,1	2,22	2,22	2,29	0,32
Ponto 2	P22	10,1	4,1	2,47	2,55		
	P26	10,1	4,2	2,62			
Ponto 3	P33	10,1	4,6	2,62	2,43		
	P34	10,1	4,9	2,23			
Ponto 4	P41	10,2	4,2	1,59	1,59		
Ponto 5	P56	10,1	5,3	2,16	2,16		
Ponto 6	P61	10,2	3,8	2,21	2,34		
	P64	10,2	3,6	2,47			

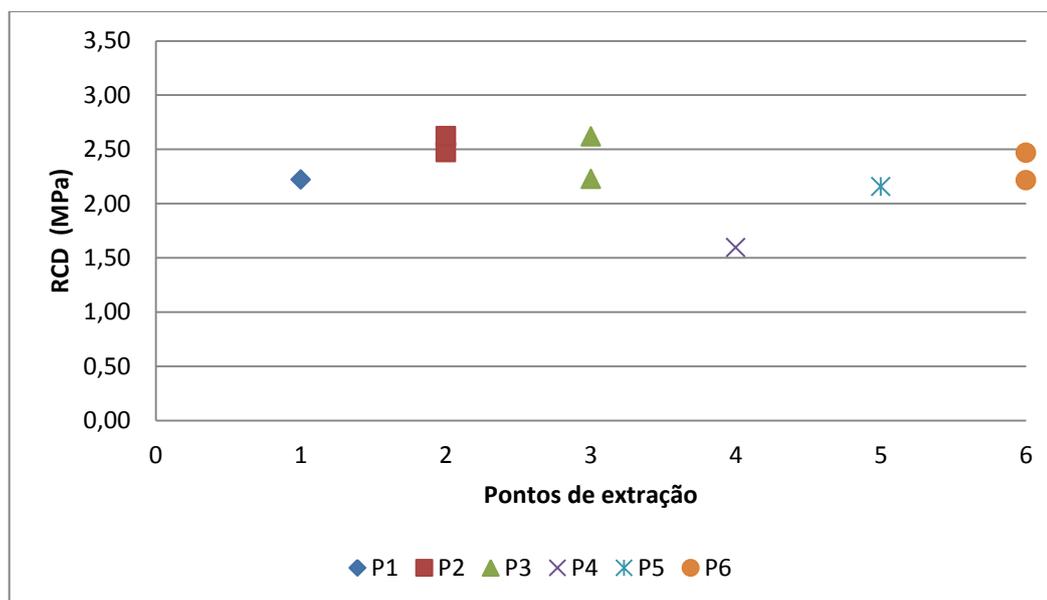


Figura 5.14 – Resumo das variações das RCD na camada de revestimento.

De uma maneira geral os resultados dos ensaios de RCD apresentaram-se uniformes, registrando em sua maioria valores superiores a 2,0 MPa, exceção do ponto 4 que apresentou uma resistência de 1,59 MPa.

### 5.3.6 Módulos de resiliência das amostras da base pozolânica

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência (MR), das amostras extraídas da base pozolânica da rodovia do TSC estão apresentados nas Tabelas 5.8 e 5.9. Os ensaios foram realizados no LAPAV/UFRGS, seguindo o método de ensaio do DNER-ME 133/94. As resistências à tração determinadas nas respectivas camadas e/ou as resistência determinadas em amostras semelhantes, respeitando o alinhamento das trilhas de rodas, sintetizadas na Tabela 5.5, serviram de base para determinar o esforço de tração empregado nos ensaios de MR. O valor fixado em 30% da resistência a compressão diametral foi estabelecido como forma de garantir o desenvolvimento do ensaio dentro do limite elástico da amostra. O coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) utilizado no cálculo foi de 0,2, recomendado para misturas cimentadas. As variações dos resultados dos ensaios de MR das camadas da base cimentada podem ser visualizadas nas Figuras 5.15 e 5.16.

Tabela 5.8 – Resultado dos ensaios de MR relativo às amostras da segunda camada da base pozolânica.

Identificação das amostras		Diâmetro (cm)	Altura (cm)	MR (MPa)	Média dos pontos (MPa)	Media global (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Ponto 1	P1222	10,0	6,0	17161	34248	21073	14899
	P1422	10,1	6,5	27308			
	P1521	10,1	6,2	58276			
Ponto 2	P2521	10,1	4,6	21608	21096		
	P2621	10,0	6,5	20585			
Ponto 3	P3321	10,0	5,0	9579	12291		
	P3421	10,1	6,6	7919			
	P3523	10,0	5,3	8744			
	P3621	10,0	5,9	22923			
Ponto 4	P4421	10,1	4,9	10922	10922		
Ponto 6	P6521	9,9	5,1	26777	26777		

A análise dos resultados apresentados na Tabela 5.8, permite associar os valores abaixo da média global como sendo as amostras que apresentaram contaminação com torrões de argila na camada de base cimentada. Outra importante observação a destacar foi o reduzido número de amostras disponíveis para ensaio nessa camada do pavimento, quer seja pela ausência, pela presença de trincas e/ou desintegração das amostras, conforme apresentado nas Figuras 5.4, 5.5 e 5.6.

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios de MR relativo às amostras da primeira camada da base pozolânica.

Identificação das amostras		Diâmetro (cm)	Altura (cm)	MR (MPa)	Média nos pontos (MPa)	Média global (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
Ponto 1	P1111	10,1	5,1	30515	28973	27633	9101
	P1511	10,1	6,6	27431			
Ponto 2	P2111	10,1	6,2	26742	24425		
	P2211	10,1	5,2	20946			
	P2312	10,1	4,6	25366			
	P2313	10,0	5,1	18214			
	P2311	10,1	5,2	24826			
	P2411	10,0	6,8	29328			
	P2412	10,1	6,9	26141			
	P2511	10,1	6,7	26807			
P2611	10,1	6,5	21456				
Ponto 3	P3411	10,1	5,0	16354	16354		
Ponto 4	P4111	10,0	5,7	45571	38267		
	P4211	10,1	5,7	32128			
	P4311	10,2	5,8	35699			
	P4411	10,2	6,1	45757			
	P4511	10,1	5,2	32180			
Ponto 5	P5211	10,2	6,3	30660	25093		
	P5311	10,0	4,9	21514			
	P5411	10,2	6,6	21592			
	P5412	10,2	6,5	24206			
	P5511	10,2	6,8	27491			
Ponto 6	P6112	10,2	5,8	35473	32687		
	P6113	10,2	5,5	21938			
	P6211	10,2	5,2	31491			
	P6412	10,2	5,4	36822			
	P6413	10,2	6,2	37713			

A Figura 5.15, apresenta as variações dos ensaios de módulo de resiliência apresentado na Tabela 5.8., sendo possível visualizar a redução significativa do módulo de resiliência nas amostras da mistura cimentada em que ocorreu contaminação com grumos de argila, segunda camada da base pozolânica dos pontos P3 e P4.

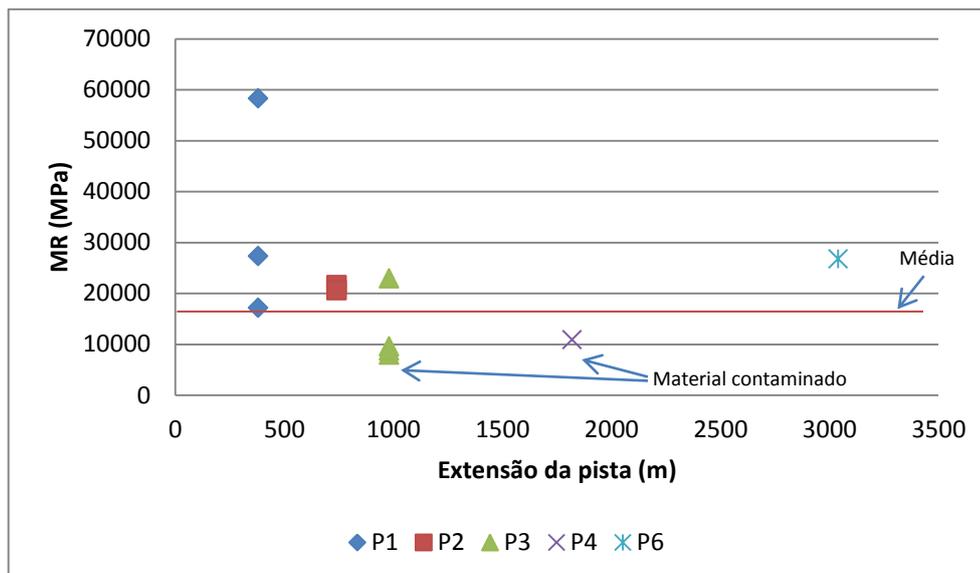


Figura 5.15 - Variações dos ensaios de MR relativos às amostras da segunda camada da base.

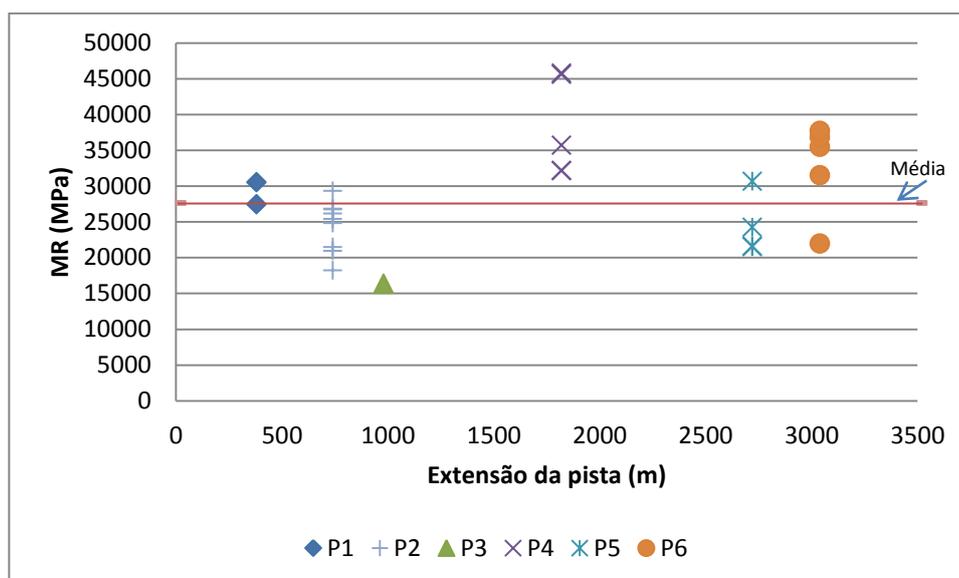


Figura 5.16 - Variações dos ensaios de MR relativos às amostras da primeira camada da base.

A análise dos resultados dos ensaios de MR da primeira camada da base cimentada, apresentados na Tabela 5.9 e visualizados na Figura 5.16, constatou uma média em torno de 30% superior aos resultados determinados para a camada de base subjacente. O menor do módulo de resiliência, 16354 Mpa, determinado para o ponto P3 nessa camada, está acima dos valores estimados para esse tipo de mistura, entre 2000 e 15000 Mpa.

Em relação aos resultados dos ensaios de MR da segunda camada cimentada visualizados na Figura 5.15, destacam-se duas situações: a primeira referente ao alto valor determinado no ponto P1, e valores bem inferiores determinados no ponto P3, coincidindo o primeiro

resultado com uma mistura homogênea, íntegra, sendo a segunda contaminada com grumos de argila na mistura, Figuras 5.4 e 5.5.

### 5.3.7 Módulo de resiliência das amostras do revestimento da rodovia do TSC

As amostras do revestimento, para submissão aos ensaios de módulo de resiliência foram preparadas de acordo com as descrições do item 5.3.5. O esforço de tração empregado no ensaio seguiu o mesmo critério estabelecido para as camadas da base cimentada, ou seja, 30% dos valores da resistência à tração por compressão diametral, apresentado na Tabela 5.8., esse critério garantiu o desenvolvimento do ensaio dentro do regime elástico do material. Os resultados das determinações dos ensaios de MR na camada do revestimento com respectivas dimensões das amostras estão apresentados na Tabela 5.10. A média das espessuras das amostras ensaiadas foi de 4,3 cm enquanto que a média dos resultados dos ensaios de MR do revestimento ficou em 10510 MPa. A Figura 5.17 resume as variações ocorridas nas desterminações dos módulos.

Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios de MR relativo à camada do revestimento na rodovia do TSC

Identificação das amostras		Diâmetro (cm)	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência (MPa)	Média Geral (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
Ponto 1	P15	10,1	4,1	10818	10510	1991
Ponto 2	P26	10,1	4,2	11305		
Ponto 3	P34	10,1	4,9	11804		
Ponto 4	P41	10,2	4,2	7469		
Ponto 5	P56	10,1	5,3	8836		
Ponto 6	P64	10,2	3,6	12828		

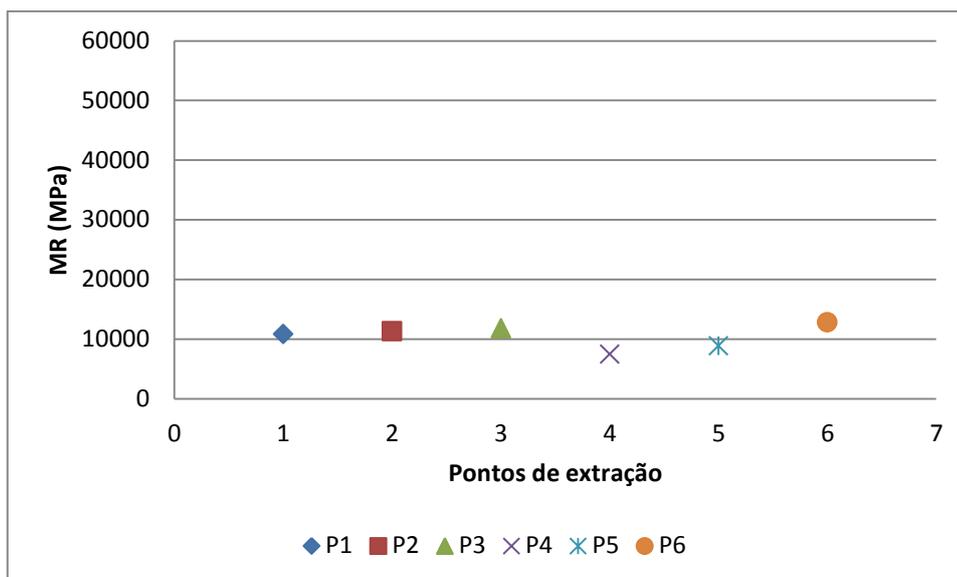


Figura 5.17 – Variações dos ensaios de MRs na camada do revestimento da rodovia do TSC.

### 5.3.8 Teor de ligante e granulometria da mistura do revestimento da rodovia do TSC

De uma amostra utilizada para determinação da resistência a compressão diametral, foi extraída uma pequena quantidade de material para determinação do teor de cimento asfáltico e para determinação da faixa granulométrica da mistura do concreto asfáltico utilizada no revestimento. O método empregado para determinação do teor de ligante foi o método do refluxo tendo como solvente tricloetileno. O resultado da determinação registrou um percentual de 4,61% de teor de ligante.

A análise granulométrica realizada de acordo com o prescrito pelo método DNER – ME 083/98 está representada na curva da Figura 5.18. Os ensaios foram realizados no laboratório de pavimentação na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, LAPAV – UFRGS.

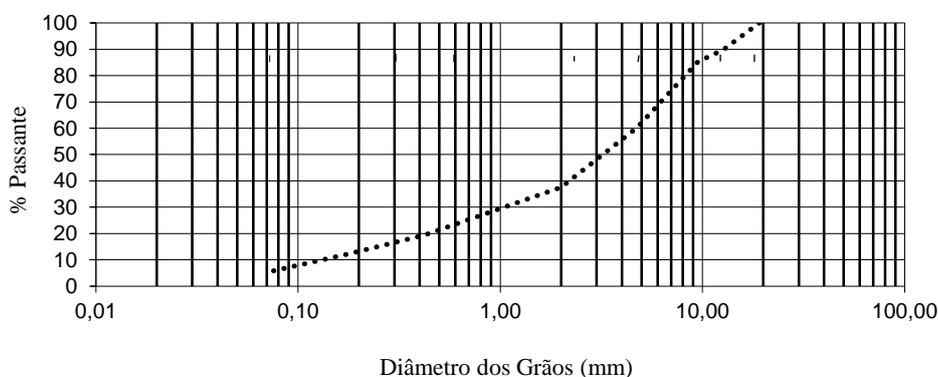


Figura 5.18 – Curva granulométrica da mistura da camada do revestimento na rodovia do TSC.

### 5.3.9 Difratomogramas das misturas das camadas de base da rodovia do TSC

A técnica de difração de raios-X é um método de identificação das fases cristalinas presentes em um material, desde que se conheça a composição aproximada do mesmo, através do comparativo entre fichas cristalográficas de referência desses materiais puros com os difratogramas obtidos pelo material a ser analisado. Para medir o efeito das pozolanas, deve-se observar a evolução da intensidade dos picos da portlandita, forma mineral do hidróxido de cálcio. Os principais picos para o ângulo 2- theta no difratograma são os ângulos 34,089°, 18,089°, 47,124° e 50,795°. Os difratogramas das Figuras 5.19 e 5.20 apresentam a análise difratométrica de duas amostras com comportamento distintos nos ensaios de resistência a compressão diametral e de módulo de resiliência, amostras P3422 e P4112.

O difratograma da Figura 5.19, cuja determinação da resistência a compressão diametral resultou em 0,73 MPa, apresentou picos com ângulos característicos de óxido de silicato ( $\text{SiO}_2$ ), mulita ( $\text{Al}_6\text{Si}_2\text{O}_{13}$ ) e de calcita ( $\text{CaCO}_3$ ). Na avaliação da cristalinidade da sílica, o resultado determinado apresentou um percentual de 60 % de material cristalino.

A análise do difratograma da Figura 5.20, cuja resistência a compressão diametral registrou o valor de 2,31 MPa, identificou picos com ângulos característicos de quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), mulita ( $\text{Al}_6\text{Si}_2\text{O}_{13}$ ), orthoclase ( $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$ ), anorthite ( $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ ). A avaliação da cristalinidade da sílica na amostra apresentou um percentual de 78 % de material cristalino.

Na análise dos difratogramas das Figuras 5.19 e 5.20, é possível afirmar que a contaminação da mistura cimentada com grumos de argila da amostra do ponto P3, amostra P3422, comprometeram as reações pozolânica reduzindo o percentual de cristalinidade da sílica diminuindo a resistência mecânica da mistura. Já na amostra do ponto P4, amostra P4112, a textura homogênea da amostra, a ausência de contaminação na resultou em uma formação maior de sílica cristalina implicando numa resistência mecânica maior da mistura.

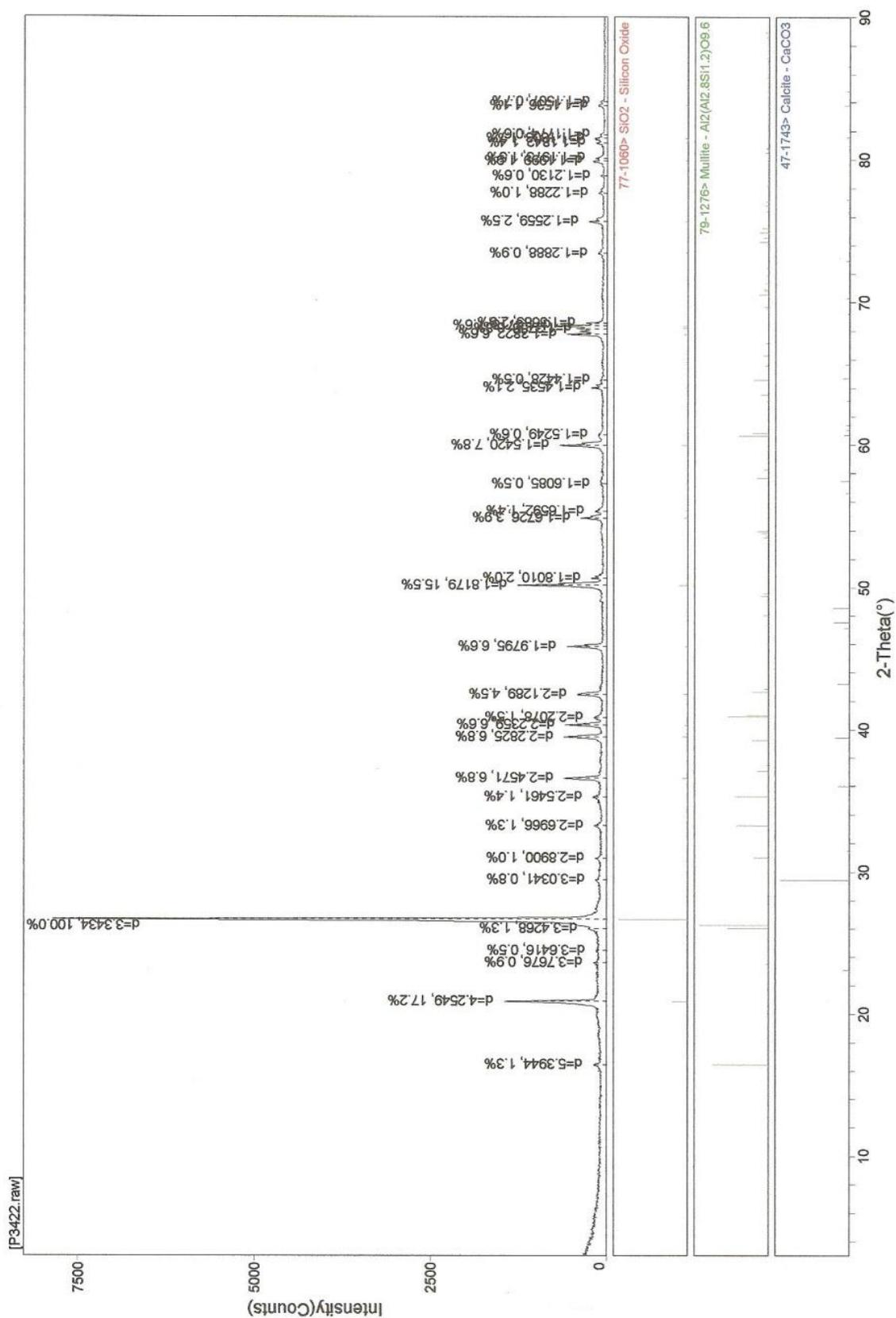


Figura 5.19 – Difractograma da mistura cimentada da camada de base da rodovia do TSC, amostra P3422.

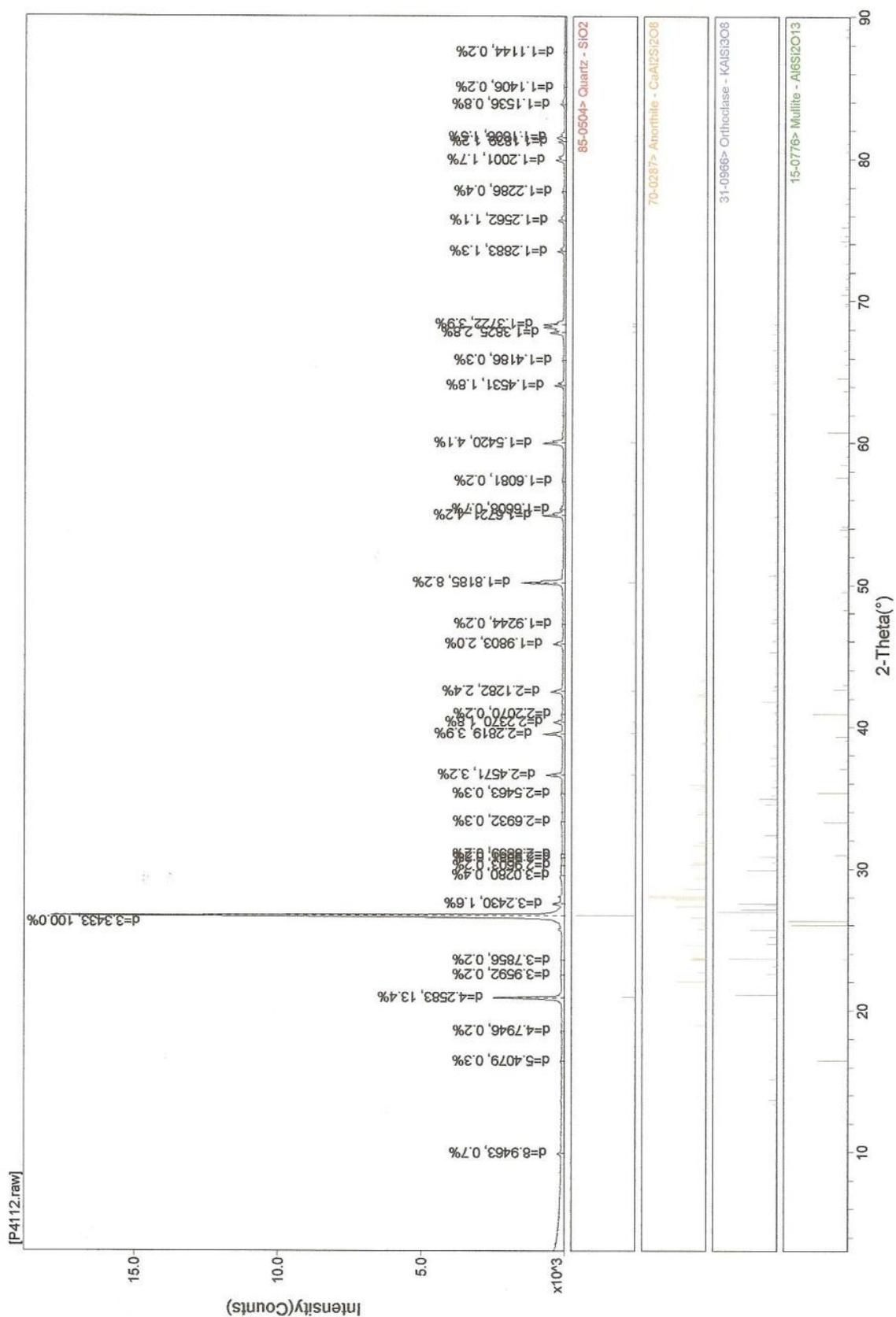


Figura 5.20 – Difratoograma da mistura cimentada da camada de base da rodovia do TSC, amostra P 4112.

## 5.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS COM MISTURAS ATUAIS

### 5.4.1 Determinação do índice de pozolanicidade da cinza volante

A cinza volante, coletada na BRASKEM foi ensaiada para verificar o índice de pozolanicidade de acordo com a ABNT NBR 5751:1992. Os resultados da análise estão apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.11 – Resultado do índice de pozolanicidade da cinza volante

Argamassa	Resistencia à compressão aos 07 dias (MPa)					Desvio relativo máximo (%)	Índice de consistência da argamassa (mm)
	C.P - 1	C.P - 2	C.P - 3	C.P - 4	Média		
Com cal (referência) e cinza	8,21	8,50	8,68	8,20	8,40	3,3	222

Os resultados dos ensaios de índice de pozolanicidade cuja média alcançou 8,40 MPa, permite afirmar que a cinza utilizada no estudo atende as exigências físicas no quesito índice de atividade pozolânica prevista na ABNT NBR 12593:1999, ou seja 6,0 MPa.

### 5.4.2 Resultados das determinações do pH

O método utilizado para verificar o teor ótimo de cal da mistura solos-cinza-cal foi o método de Eades e Grim. A metodologia descreve que o teor ótimo de cal a ser adicionado é aquele que eleva o pH da mistura a um valor maior ou igual a 12,4. Na pesquisa foram realizadas determinações de pH para misturas contendo percentuais de 5%, 7%, 9%, 11% e 13%. Os valores do pH medidos após uma hora da preparação da mistura resultaram nos valores apresentados na Tabela 5.13. A Figura 5.21 apresenta as variações das medidas do pH ocorridas nas misturas.

Tabela 5.12 – Resultados das determinações do pH Método Eades e Grim

Tipo de Cal	Teor de cal (real)	5% (.3,8 %)	7% (5,3%)	9% (6,7%)	11% (8,1%)	13% (9,4%)	Temperatura °C
Dol. Comum	pH	12,7	12,5	12,5	12,7	12,5	24
Dol. Extra	pH	12,5	12,4	12,5	12,4	12,4	26
Calcítica	pH	13,5	13,6	13,6	13,5	13,6	26

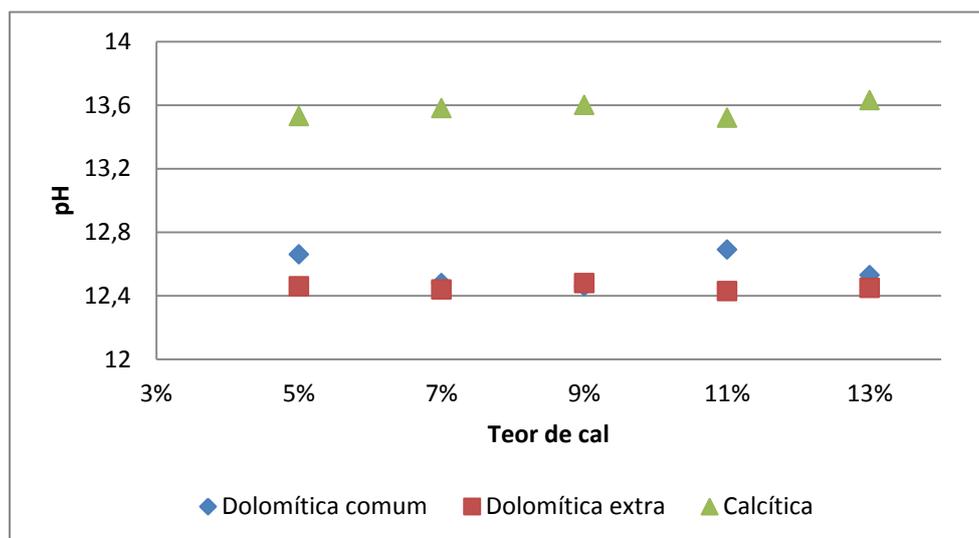


Figura 5.21 – Variações das determinações do pH nas misturas laboratoriais método Eades e Grim

É importante destacar que os teores de cal foram informados considerando o solo como 100%, 25% de cinza volante o que resulta em percentuais reais indicados na Tabela 5.12.

#### 5.4.3 – Resultado dos ensaios de RCS, RCD e MR dos corpos-de-prova de laboratório

No estudo laboratorial, a moldagem dos os corpos-de-prova foram executadas prevendo a realização dos ensaios de resitência a compressãp simples, resitência compressão diametra e e modulo de resiliência para idades de cura de 14, 28 e 56 dias. A moldagem dos CPs foi realizada utilizando formas metálicas tripartidas sendo o material consolidado através de uma camada única com a utilização de prensagem estática.

Os primeiros resultados dos ensaios de resitência a compressão simples moldados com cal dolomítica comum, não apresentaram resistências passíveis nas duas primeiras idades de cura, 14 e 28 dias, sendo possível o registro apenas na terceira idade de cura aos 56 dias.

Na segunda etapa de moldagem os CPs, moldados com cal dolomítica extra e cal calcítica apesar de apresentaram resitência abaixo do esperado foram feito registros nas três idades de cura. A Figura 5.22 apresenta as variações ocorridas nos ensaios de resitência a compressão simples na primeira e segunda etapa de moldagem.

Em razão das baixas resistências determinadas nos ensaios de resitência a compressão simples, os ensaios de resitência a compressão diametral e de módulo de resiliência ficaram comprometidos. As tentativas de determinação da resitência a compressão diametral resultaram em valores baixos impossibilitando o registro nos equipamentos empregados. A ausência dessas determinações os ensaios de módulo de resiliência.

Tabela 5.13 – Resultados dos ensaios de RCS da primeira e segunda etapa de moldagem do estudo laboratorial

Tipo de cal	%cal	RCS (MPa)			Etapa
		Tempo de cura (dias)			
		14	28	56	
Dolomítica comum	5	-	-	1,10	1
	7	-	-	1,30	
Dolomítica extra	5	0,14	0,27	0,58	2
	7	0,14	0,35	0,68	
Calcítica	5	0,07	0,10	0,18	2
	7	0,02	0,40	0,78	

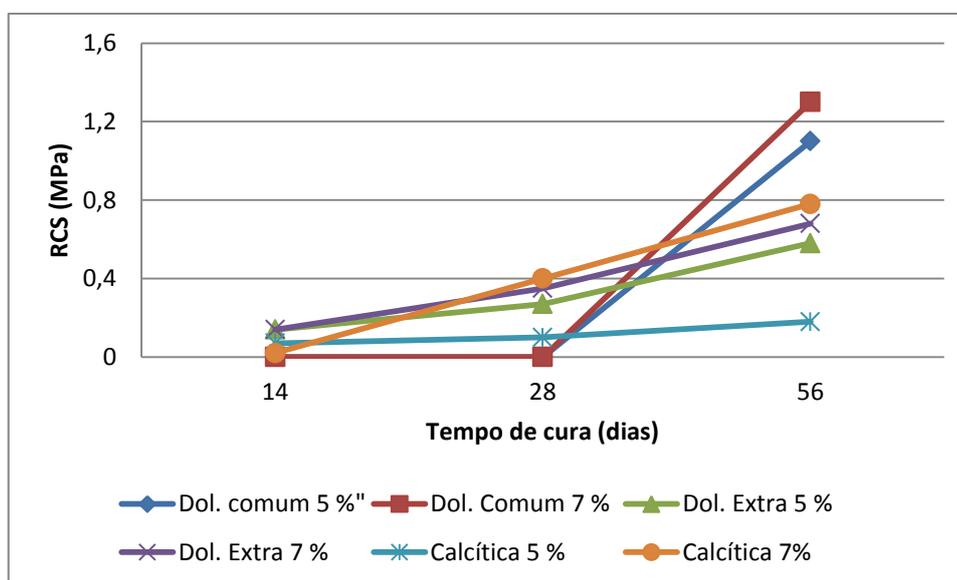


Figura 5.22 - Variações dos resultados de RCS nos corpos-de-prova do estudo laboratorial

Na análise dos resultados da Figura 5.22, ficou constatado que aos 14 dias as misturas com cal dolomítica extra não apresentaram variações nas suas de resistências em função dos teores de cal empregados, não se podendo afirmar o mesmo em relação às misturas com cal calcítica onde o teor de 5% apresentou resistência superior ao teor de 7% cal empregado. Na comparação entre as cales dolomítica extra e calcítica, os resultados da cal dolomítica aos 14 dias apresentaram resultados superiores a cal cacítica.

Aos 28 dias de cura, o comportamento das misturas sofreu alterações; a mistura com cal dolomítica extra apresentou pequenas variações, uma pequena elevação no resultado da mistura com teor de 7% de cal. Fato inverso aconteceu com a mistura de cal calcítica, no qual

o teor de 7% que apresentou a resistência inferior na idade de cura anterior, reagiu apresentando maior resistência nessa etapa. Na terceira idade de cura, 56 dias, os resultados das cales dolomítica extra e calcítica, para ambos teores de cal apresentaram um pequeno aumento de resistência semelhante ao a crécimo ocorrido para os 28 dias de cura, com a maior resistência para a mistura com 7% de cal calcítica. Nessa idade apesar do aumento da resistência das misturas com cal calcítica e dolomítica, as misturas que com cal dolomítica comum, em ambos os teores apresentaram resistência superiores às demais.

No sentido de melhor compreender o comportamento das misturas foram moldados novos corpos-de-prova variando os teores de cinza, terceira etapa de moldagem, para idades de cura de 14 e 28 dias. As variações das resistências estão representadas na Figura 5.23.

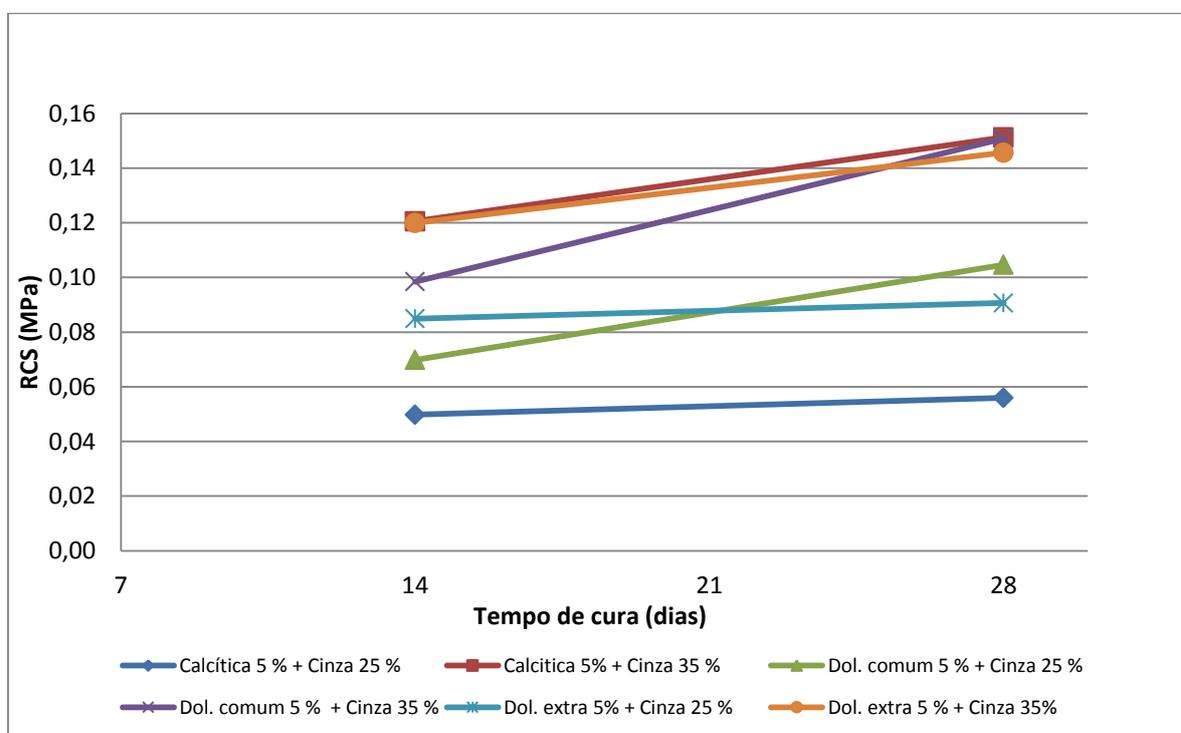


Figura 5.23 - Resultados dos ensaios de RCS da terceira etapa de moldagem.

Os resultados dos ensaios para a primeira idade de cura, apresentados na figura 5.23 mostram as resistências superiores para as misturas com cal dolomítica extra e calcítica com teores de cinza de 35%. Aos 28 dias a mistura com cal calcítica com percentual de 35% de cinza mantém uma resistência mais alta, sendo acompanhada dessa vez pela mistura com cal dolomítica comum. Outra observação a ser destacada são as baixas resistências encontradas nas misturas com cal calcítica para o teor de cinza de 25%, isso destaca a importância do acréscimo da cinza na melhoria da resistência das misturas.

#### 5.4.4 Difractogramas das misturas laboratoriais

As misturas do estudo laboratorial contendo percentuais de 7% de cal calcítica e 25% de cinza volante foram submetidas à análise difratométrica nas idades de cura de 28 e 56 dias, sendo apresentadas nas Figuras 5.24 e 5.26, respectivamente. A mistura com 7% de cal dolomítica comum e 25% de cinza volante foi analisada com 56 dias de cura, estando o resultado da análise na Figura 5.25. O resultado da análise para primeira amostra, Figura 5.24, constatou a formação de picos com ângulos característicos de sílica, calcita e mulita, a determinação da cristalinidade da sílica registrou 70,5%. A amostra com cal dolomítica com 56 dias de cura, Figura 5.25, resultou em picos ângulos característicos de sílica, carbonato de cálcio, portlandita, mulita, apresentando um índice de cristalinidade da sílica de 69,1%. Por fim, a terceira amostra, Figura 5.26, com cal calcítica analisada com idade de cura de 56 dias, apontou a presença de picos com ângulos característicos da presença de sílica, calcita e mulita e índice de cristalinidade da sílica de 73,3%.

Apesar do curto período para avaliação das reações ocorrida nas misturas, foi possível verificar pequenas diferenças na formação da sílica cristalina. A comparação entre a mistura com cal calcítica, apesar de uma idade de cura inferior, 28 dias, comparada com a mistura com cal dolomítica com 56 dias de cura, a primeira apresentou um percentual de sílica cristalina superior, possivelmente associada ao resíduo insolúvel destacado na composição química das cales, Tabela 4.9. Em relação às misturas com a cal calcítica e à cal dolomítica, com mesma idade de cura, 56 dias, a mistura com cal calcítica apresentou uma formação de sílica cristalina em torno de 6% superior a mistura de cal dolomítica.

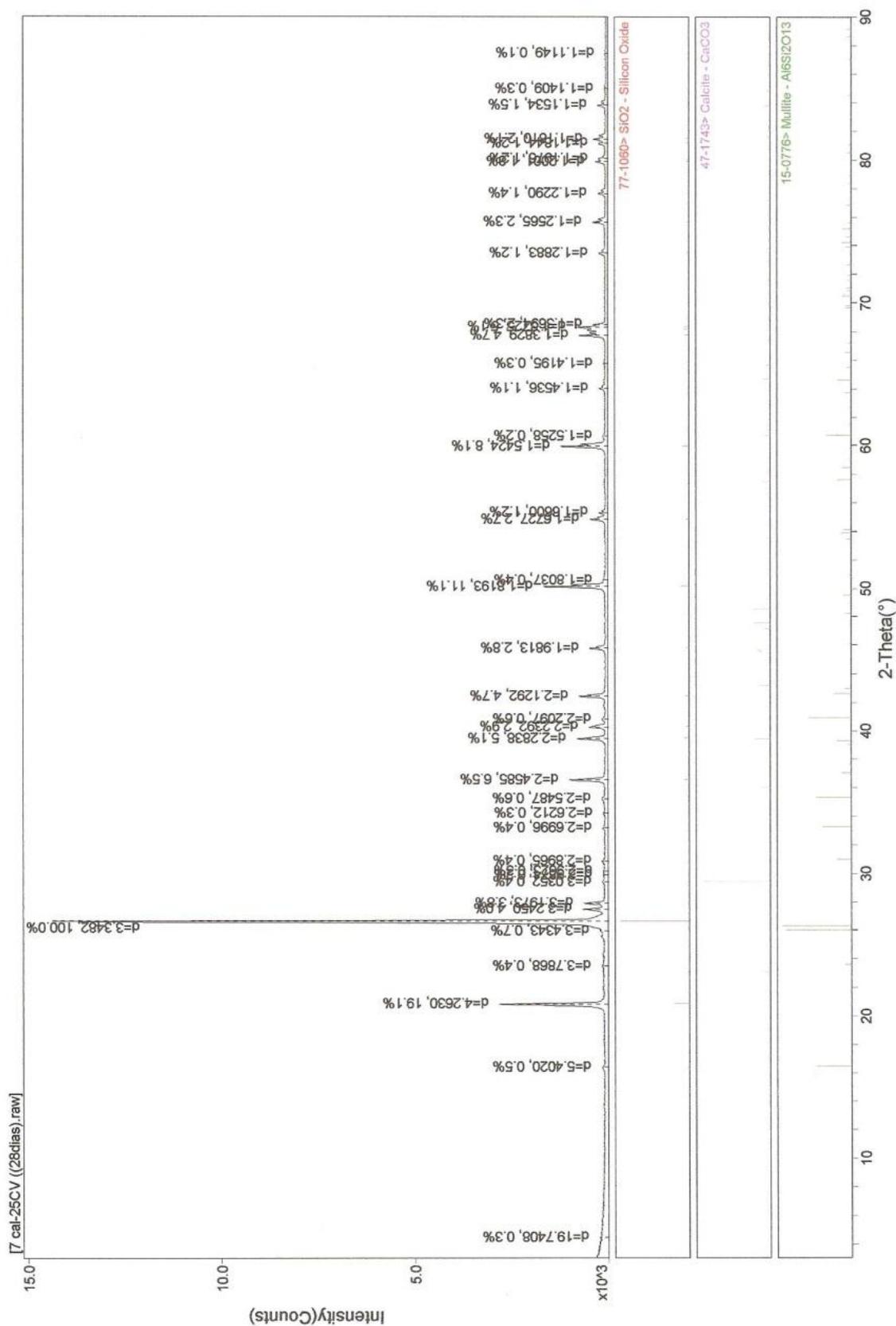


Figura 5.24 – Difratoograma da mistura laboratorial com cal calcítica (7%) com 28 dias de cura.

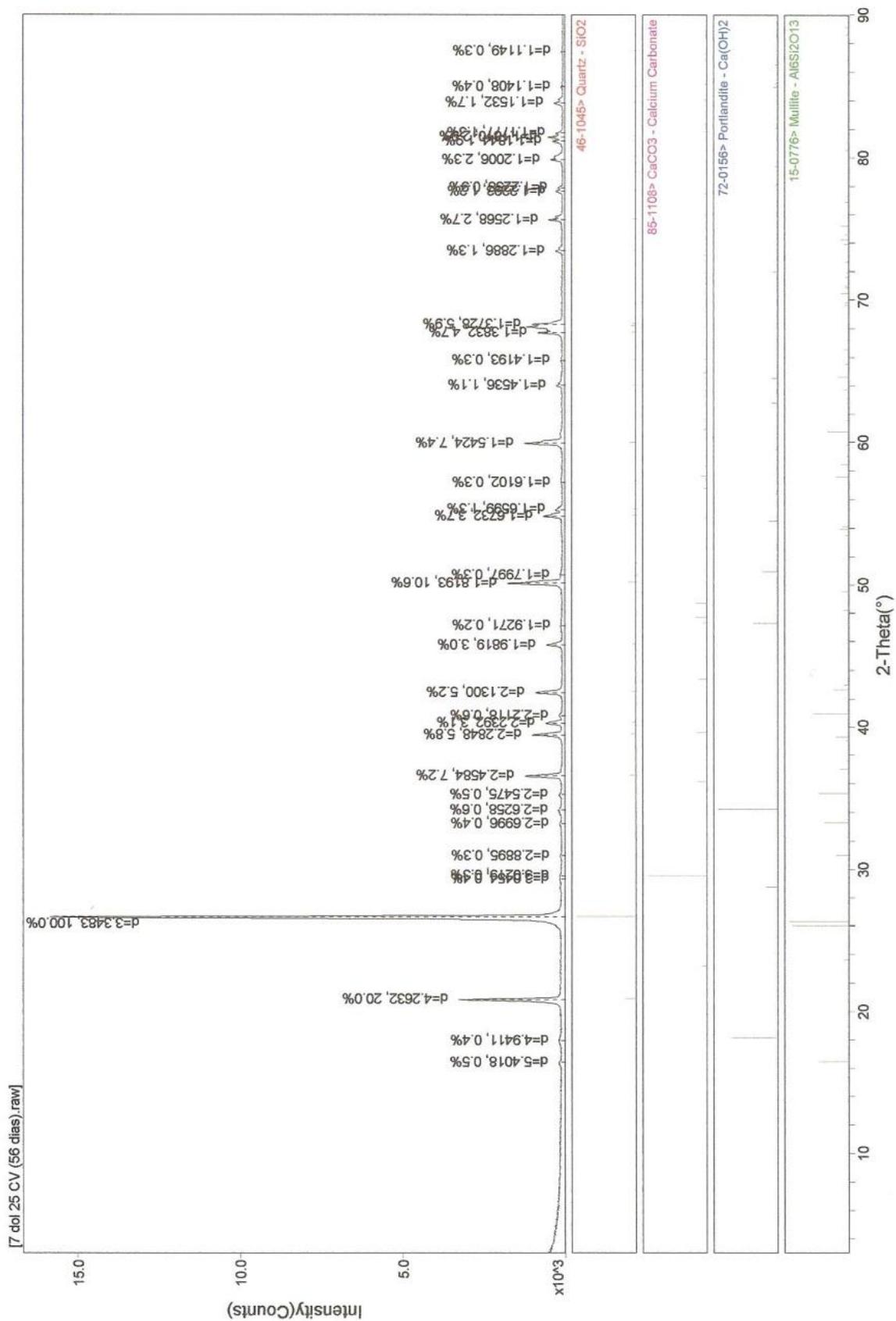


Figura 5.25 – Difractograma da mistura laboratorial com cal dolomítica (7%) com 56 dias de cura.

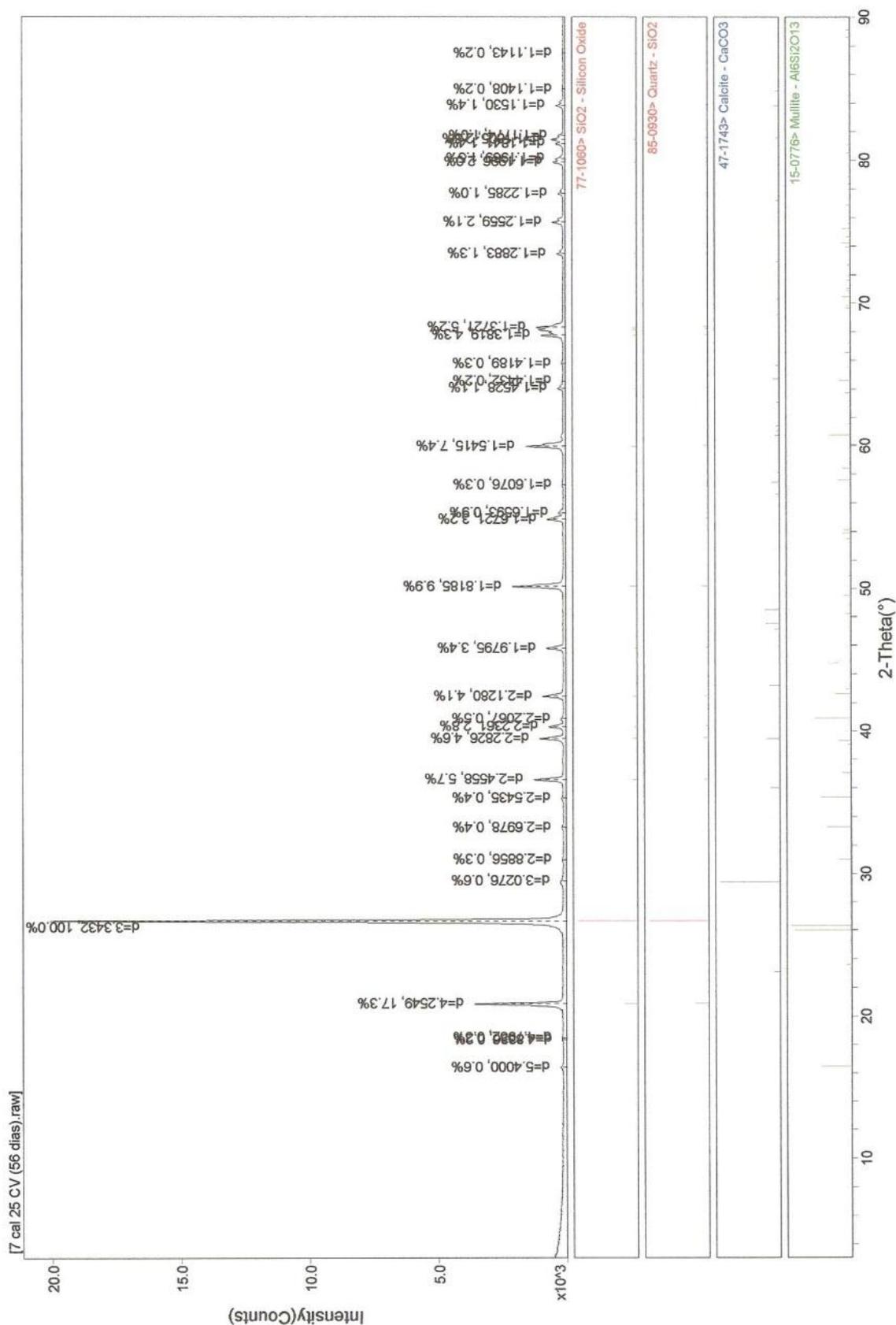


Figura 5.26 – Difratoograma da mistura laboratorial com cal calcítica (7%) com 56 dias de cura.

## 6. ANÁLISE DO PAVIMENTO COM BASE POZOLÂNICA

### 6.1 CONSIDERAÇÕES

A análise de um pavimento, em um sentido mais amplo, abrange a caracterização completa dos elementos e variáveis estruturais, de maneira a possibilitar a descrição objetiva do seu comportamento em razão das cargas do tráfego e das condições ambientais, permitindo um julgamento abalizado sobre a capacidade portante da estrutura diante das futuras demandas do tráfego. A caracterização da estrutura implica na determinação dos materiais e espessuras que constituem cada camada, bem como da verificação da integridade dos materiais por meio de parâmetros estruturais e de medidas de deformações.

Além disso, em uma análise é possível elaborar conclusões sobre a integridade das camadas dos materiais subjacentes ao revestimento, cujos defeitos muitas vezes não são detectados pela avaliação visual superficial, como no caso de deformações plásticas, contaminação de camadas, fissuras de retração e fadiga em bases cimentadas que ainda não se propagaram até a superfície do revestimento.

Este capítulo apresenta os resultados da análise do pavimento contendo camadas de solo estabilizado com cal e cinza volante. O objetivo foi determinar a partir da condição superficial levantada e das respostas estruturais fornecidas pelo software de análise EVERSTRESS, o estado de degradação do pavimento e a vida de fadiga das estruturas estudadas.

### 6.2 ANÁLISE MECÂNICA

Na análise mecânica, a caracterização do pavimento é realizada através da determinação das espessuras das camadas e das propriedades dos materiais constituintes. A ferramenta básica para a análise da estrutura de um pavimento é a Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas – TSCE, que requer as propriedades dos materiais, coeficiente de Poisson ( $\mu$ ), módulo de elasticidade, espessuras e magnitude das cargas permitindo a determinação de estado de deformações e tensões em vários pontos das camadas.

O *software* empregado no estudo EVERSTRESS, desenvolvido pelo Departamento de Rodagem do Estado de Washington, é capaz de determinar as tensões, deformações e deslocamentos em um sistema de camadas elásticas (semi-infinitas), com uma superfície circular de carregamento. O *software* pode analisar uma estrutura de pavimento contendo cinco camadas, vinte carregamentos e cinquenta pontos de avaliação.

O programa possui três menus principais. No primeiro menu, são solicitados os dados referentes às espessuras das camadas e parâmetros de resistência das misturas; nos submenus, são solicitadas informações sobre o tipo de carregamento, posição do carregamento, pontos de avaliação da estrutura e informações sobre as massas específicas dos materiais. Criado o arquivo o menu seguinte analisa a estrutura do pavimento, sendo a visualização e impressão da análise estrutural atribuída ao terceiro menu do programa.

O programa utiliza um sistema tridimensional, onde as coordenadas X e Y representam o plano horizontal, e a coordenada Z representa a profundidade. O eixo Z se estende verticalmente da superfície do sistema (plano XY) para baixo, sendo as camadas numeradas a partir do revestimento.

Os carregamentos são caracterizados pelo número de rodas, carga por roda, posições em relação ao centro da roda, sendo as cargas transmitidas ao pavimento consideradas como uniforme e distribuídas em áreas circulares, sendo a tensão de contato roda pavimento igual à pressão de inflação dos pneus.

O modelo estrutural e o esquema de carregamento estão apresentados na Figura 6.1. Para fins de avaliação das estruturas os modelos foram divididos em quatro camadas: revestimento, 1ª camada da base, 2ª camada da base e subleito. As composições dos modelos estruturais buscaram compor estruturas utilizando os maiores módulos determinados nas camadas da base em laboratório (estruturas 11, 24, 37, 410, 513 e 616), menores módulos (estruturas 12, 25, 38, 411, 514 e 617). As estruturas 13, 26, 39, 412, 515, e 618 foram compostas a partir das médias dos maiores e menores módulos utilizados nas composições anteriores. A espessura da camada do revestimento, em função da baixa rigidez e espessura do tratamento superficial, considerou apenas a espessura da camada de CAUQ, sendo as espessuras e módulos variáveis. O coeficiente de Poisson adotado para a camada de revestimento asfáltico foi de 0,30. Para a mistura cimentada da base o coeficiente de Poisson estabelecido foi de 0,2. A camada do subleito considerada como espaço semi-infinito, com módulo de resiliência de 100 MPa e coeficiente de Poisson de 0,35.

O resumo das estruturas com seus respectivos módulos e espessuras estão resumidos na Tabela 6.1.

As características de carregamento adotadas foram:

- pressão de inflação dos pneus, 0,56 MPa;
- duas cargas uniformes distribuídas sobre área circulares,
- as cargas por roda foram definidas dividindo-se a carga do eixo padrão pelo número de rodas:  $8200/4 = 2.050$  kgf ou 20.500 N.

As respostas estruturais analisada foram:

- deflexão superficial, sob a roda e entre as rodas –  $\varepsilon_{(superfície)}$ ;
- tensão de tração na fibra inferior da camada de revestimento, sob a roda e entre as rodas –  $\sigma_t (rev)$ ;
- deformação específica de extensão na fibra inferior da camada de revestimento, sob a roda e entre as rodas –  $\varepsilon_e (rev)$ ;
- tensão de tração na fibra inferior da primeira e segunda camada da base , sob a roda e entre as rodas –  $\sigma_t (1^{ª}cam), \sigma_t (2^{ª}cam)$ ;
- deformação específica de extensão na fibra inferior da primeira e segunda camada de base, sob a roda e entre as rodas –  $\varepsilon_e (1^{ª}cam), \varepsilon_e(2^{ª}cam)$ ;
- tensão vertical de compressão no topo do subleito, sob a roda e entre as rodas-  $\sigma_v(subleito)$ ;
- deformação vertical específica de compressão no topo do subleito, sob as rodas e entre as rodas –  $\varepsilon_v(subleito)$ ;
- deflexão superficial entre as rodas foi determinada no eixo y: a distâncias de 25, 40,60, 80, 100,120, 140 , 160 e 200 cm.

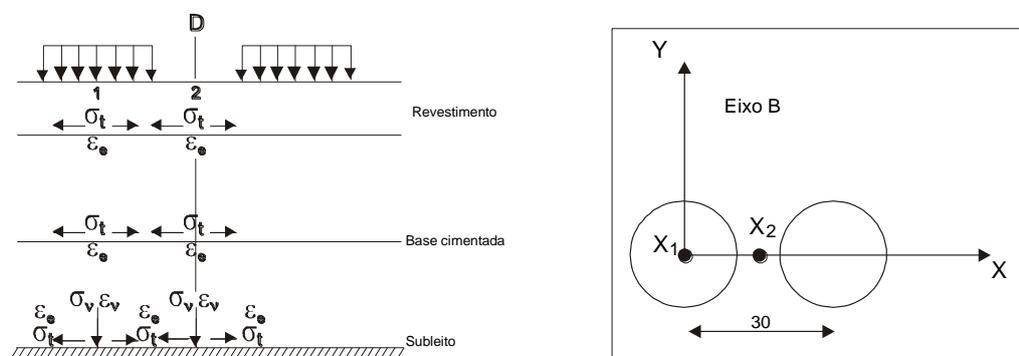


Figura 6.1 – Esquema estrutural analisado e modelo de carregamento.

Os resultados foram comparados com os valores admissíveis para tensão de tração na fibra inferior da base cimentada ( $\sigma_{t \text{ máx.}} \leq 0,7 R_{TCD}$ ) e tensões de compressão no topo do subleito de ( $\sigma_{v \text{ máx.}} \leq 0,05\text{MPa}$ ), conforme método proposto por Pinto *et. al.* (1983).

Tabela 6.1 – Estruturas analisadas considerando as características das misturas e das camadas da rodovia do TSC

Ponto	CAMADA	REVESTIMENTO			BASE SOLO-CINZA-CAL			
					1ª CAMADA		2ª CAMADA	
	Estrutura	Tipo	MR (MPa)	Espessura (cm)	MR (MPa)	Espessura (cm)	MR (MPa)	Espessura (cm)
1	11	CAUQ	10818	5,4	30515	10,6	58276	14,2
	12	CAUQ	10818	5,4	27431	10,6	17161	14,2
	13	CAUQ	10818	5,4	28973	10,6	34248	14,2
2	24	CAUQ	11305	5,6	29328	16,6	21608	9,2
	25	CAUQ	11305	5,6	18214	16,6	20585	9,2
	26	CAUQ	11305	5,6	24425	16,6	21097	9,2
3	37	CAUQ	11804	5,9	16354	6,3	22923	16,2
	38	CAUQ	11804	5,9	16354	6,3	7919	16,2
	39	CAUQ	11804	5,9	16354	6,3	12291	16,2
4	410	CAUQ	7469	5,1	45757	14,0	10922	11,5
	411	CAUQ	7469	5,1	32180	14,0	10922	11,5
	412	CAUQ	7469	5,1	38267	14,0	10922	11,5
5	513	CAUQ	8836	5,9	30660	25,0	-	-
	514	CAUQ	8836	5,9	21514	25,0	-	-
	515	CAUQ	8836	5,9	25092	25,0	-	-
6	616	CAUQ	12828	4,8	37713	15,6	26777	8,9
	617	CAUQ	12828	4,8	21938	15,6	26777	8,9
	618	CAUQ	12828	4,8	32687	15,6	26777	8,9

As determinações estruturais, fornecidas pelo *software* estão relacionadas nas tabelas que seguem, as estruturas em sua maioria foram compostas com quatro camadas com exceção do ponto cinco, estaca 2+720, onde o número de camadas estabelecidas foi de três em função da falta de parâmetros da segunda camada da base cimentada nesse ponto, Figura 5.6.

Tabela 6.2 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no primeiro ponto do estudo

Respostas estruturais	Unidade	PONTO 1 – Estaca 0+380					
		Estrutura 11		Estrutura 12		Estrutura 13	
		Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas
$\epsilon$ (superfície)	mm/100	13	13	15	15	14	14
$\sigma_t$ (rev)	MPa	-0,42	-0,42	-0,47	-0,47	-0,44	-0,44
$\sigma_t$ (1ª cam)	MPa	-0,14	-0,14	0,16	0,16	-0,04	-0,04
$\sigma_t$ (2ª cam)	MPa	0,92	0,92	0,58	0,58	0,75	0,75
$\epsilon_e$ (rev)	$10^{-6}$	-12	-12	-15	-15	-13	-13
$\epsilon_e$ (1ª cam)	$10^{-6}$	-2	-2	7	7	1	1

$\varepsilon_e$ (2ªcam)	$10^{-6}$	13	13	28	28	18	18
$\sigma_{v(\text{subleito})}$	MPa	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
$\varepsilon_{v(\text{subleito})}$	$10^{-6}$	121	121	148	148	132	132

As respostas estruturais da Tabela 6.2 mostram a interface entre a camada de revestimento e a camada da base submetida a esforços de compressão (-), comportamento típico para esse tipo de estrutura. Na avaliação dos esforços nas fibras inferiores da primeira camada da base, na simulação com menor módulo, estrutura 12, os dois pontos avaliados, sob e entre rodas, determinaram esforços de tração, na ordem de 0,16 Mpa. A premissa de dimensionamento do projeto sugere tensões admissíveis  $\sigma_{adm} \leq 0,7$  RCD. A média da RCD determinada nas amostras no ponto P1, foi de 2,67 MPa, permitindo uma tensão de tração admissível  $\leq 1,87$  MPa. Já nas fibras inferiores da segunda camada as tensões de tração apresentaram variações, o maior valor determinado foi na estrutura 11, 0,92 MPa, cuja a média da RCD de camada determinada nesse ponto Tabela 5.5, foi de 2,03 MPa, resultando numa tensão admissível de  $\sigma_{adm} \leq 1,41$  MPa. Quanto ao subleito, às tensões de compressão determinadas em todos os pontos, 0,01 MPa atendem o requisito do método empregado no dimensionamento, que prevê a tensão máxima no topo do subleito,  $\sigma_{v\text{ máx}} \leq 0,05$ MPa, descartando portanto a possibilidade de deformações.

Tabela 6.3 – Respostas estruturais considerando as características das misturas do segundo ponto do estudo

Respostas estruturais	Unidade	PONTO 2 – Estaca 0 + 740					
		Estrutura 24		Estrutura 25		Estrutura 26	
		Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas
$\varepsilon$ (superfície)	mm/100	14	14	15	15	14	14
$\sigma_t$ (rev)	MPa	-0,44	-0,44	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45
$\sigma_t$ (1ªcam)	MPa	0,31	0,31	0,17	0,17	0,25	0,25
$\sigma_t$ (2ªcam)	MPa	0,57	0,57	0,60	0,60	0,58	0,58
$\varepsilon_e$ (rev)	$10^{-6}$	-12	-12	-12	-12	-13	-13
$\varepsilon_e$ (1ªcam)	$10^{-6}$	9	9	9	9	9	9
$\varepsilon_e$ (2ªcam)	$10^{-6}$	21	21	24	24	22	22
$\sigma_{v(\text{subleito})}$	MPa	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
$\varepsilon_{v(\text{subleito})}$	$10^{-6}$	134	134	142	142	137	137

As determinações estruturais da Tabela 6.3 mostram a camada de revestimento submetido a esforços de compressão. As fibras inferiores da primeira camada da base em todas as estruturas estão submetidas à tração. A maior tensão determinada na face inferior da 1ª

camada da base foi de 0,31 MPa. A tensão de tração admissível, obtida através da média de 2,0 MPa, apresentada na Tabela 5.6, nesse ponto foi de  $\sigma_{adm} \leq 1,4$  MPa. Quanto às solicitações nas fibras inferiores da segunda camada de base, o valor máximo determinado na simulação foi de 0,6 MPa, a média das resistências determinada nesse ponto foi de 1,36 MPa, Tabela 5.5, permitindo tensões admissíveis de  $\sigma_{adm} \leq 0,95$  MPa, estando às camadas da base numa condição satisfatória. Quanto ao subleito, às tensões de compressão determinadas,  $\sigma_{v\ subleito}$  0,01 MPa atendem o requisito estabelecido no método de dimensionamento,  $\sigma_{v\ máx.} \leq 0,05$ MPa, descartando a possibilidade de deformação no subleito.

Tabela 6.4 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no terceiro ponto do estudo

Respostas estruturais	Unidade	PONTO 3 – Estaca 0+980					
		Estrutura 37		Estrutura 38		Estrutura 39	
		Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas
$\epsilon$ (superfície)	mm/100	16	16	19	19	18	18
$\sigma_t$ (rev)	MPa	-0,46	-0,46	-0,47	-0,47	-0,47	-0,47
$\sigma_t$ (1ªcam)	MPa	-0,15	-0,15	0,18	0,18	0,01	0,01
$\sigma_t$ (2ªcam)	MPa	0,75	0,75	0,49	0,49	0,59	0,59
$\epsilon_e$ (rev)	$10^{-6}$	-13	-13	-14	-14	-14	-14
$\epsilon_e$ (1ªcam)	$10^{-6}$	-2	-2	14	14	5	5
$\epsilon_e$ (2ªcam)	$10^{-6}$	27	27	51	51	39	39
$\sigma_v$ (subleito)	MPa	-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01
$\epsilon_v$ (subleito)	$10^{-6}$	154	154	183	183	170	170

As determinações estruturais apresentadas na Tabela 6.4 registram valores de compressão (-) nas fibras inferiores do revestimento, comportamento previsível para esse modelo de estrutura. A análise das fibras inferiores na primeira camada da base mostram valores de tração e compressão. A maior tensão de tração determinada nas estruturas avaliadas foi de 0,18 MPa, estrutura 38, abaixo da tensão admissível cuja a média determinada no ponto, Tabela 5.6, alcançou 1,66 MPa, permitindo tensões de tração admissíveis  $\sigma_{adm} \leq 0,81$  MPa. Já nas fibras inferiores da segunda camada de base, o valor máximo determinado na simulação foi de 0,75 MPa, a média das tensões de tração determinadas em laboratório para esse ponto foi de 0,79 MPa, Tabela 5.5, o que resultaria numa tensão admissível  $\sigma_{adm} \leq 0,55$  MPa. Nesse ponto de acordo com o método de dimensionamento de Pinto *et al.*(1983), a estrutura não atenderia as premissas iniciais do projeto estando passível de ruptura por fadiga. Quanto ao subleito, as tensões de compressão estão abaixo do requisito estabelecido no método de dimensionamento,  $\sigma_{v\ máx.} \leq 0,05$ MPa, descartando a possibilidade de deformações no subleito.

Tabela 6.5 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no quarto ponto do estudo

Respostas estruturais	Unidade	PONTO 4 – Estaca 1+820					
		Estrutura 410		Estrutura 411		Estrutura 412	
		Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas
$\epsilon$ (superfície)	mm/100	16	16	16	16	16	16
$\sigma_t$ (rev)	MPa	-0,42	-0,42	-0,44	-0,44	-0,43	-0,43
$\sigma_t$ (1ªcam)	MPa	0,75	0,75	0,54	0,54	0,64	0,64
$\sigma_t$ (2ªcam)	MPa	0,41	0,41	0,45	0,45	0,43	0,43
$\epsilon_e$ (rev)	$10^{-6}$	-17	-17	-19	-19	-18	-18
$\epsilon_e$ (1ªcam)	$10^{-6}$	14	14	15	15	15	15
$\epsilon_e$ (2ªcam)	$10^{-6}$	31	31	34	34	32	32
$\sigma_v$ (subleito)	MPa	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
$\epsilon_v$ (subleito)	$10^{-6}$	150	150	156	156	153	153

As determinações estruturais apresentadas na Tabela 6.5 registram valores de compressão nas fibras inferiores do revestimento comum a esse tipo de estrutura. A análise das solicitações nas fibras inferiores da primeira camada da base mostram apenas valores de tração. A maior tensão de tração determinada foi de 0,75 MPa, nesse ponto a média das resistências de tração determinadas em laboratório, Tabela 5.6 foi de 2,41 MPa, permitindo tensões admissíveis de  $\sigma_{adm} \leq 1,69$  MPa. Já nas fibras inferiores da segunda camada de base, o valor máximo determinado na simulação foi de 0,45 MPa, a média nas resistências determinadas em laboratório, tabela 5.5, foi de 0,60 MPa, permitindo uma tensão admissível de  $\sigma_{adm} \leq 0,42$  MPa. Nesse ponto conforme o método de dimensionamento de Pinto *et al.*(1983) a estrutura não atende as premissas de projeto permitindo afirmar que a estrutura esta passível de ruptura por fadiga. Quanto ao subleito, às tensões de compressão determinadas,  $\sigma_v$  subleito 0,01 MPa, estão abaixo do requisito estabelecido no método de dimensionamento,  $\sigma_v$  máx.  $\leq 0,05$ MPa, descartando a possibilidade de deformação no subleito.

Tabela 6.6 – Respostas estruturais considerando as características das misturas no quinto ponto do estudo

Respostas estruturais	Unidade	PONTO 5 – Estaca 2+720					
		Estrutura 513		Estrutura 514		Estrutura 515	
		Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas
$\epsilon$ (superfície)	mm/100	14	14	15	15	14	14
$\sigma_t$ (rev)	MPa	-0,40	-0,41	-0,42	-0,42	-0,42	-0,42
$\sigma_t$ (1ªcam)	MPa	0,71	0,71	0,64	0,64	0,67	0,67

$\sigma_t$ (2ª cam)	MPa	-	-	-	-	-	-
$\epsilon_e$ (rev)	$10^{-6}$	-12,87	-12,84	-14,47	-14,45	-13,86	13,85
$\epsilon_e$ (1ªcam)	$10^{-6}$	18,84	18,84	24,39	24,38	21,82	21,82
$\epsilon_e$ (2ªcam)	$10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
$\sigma_v$ (subleito)	MPa	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
$\epsilon_v$ (subleito)	$10^{-6}$	133	133	145	145	150	150

Tabela 6.7– Respostas estruturais considerando as características das misturas no sexto ponto do estudo

Respostas estruturais	Unidade	PONTO 6 – Estaca 3+040					
		Estrutura 616		Estrutura 617		Estrutura 618	
		Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas	Sob a roda	Entre as rodas
$\epsilon$ (superfície)	mm/100	14	14	15	15	14	14
$\sigma_t$ (rev)	MPa	-0,48	-0,48	-0,51	-0,51	-0,49	-0,49
$\sigma_t$ (1ªcam)	MPa	0,36	0,36	0,17	0,17	0,30	0,30
$\sigma_t$ (2ªcam)	MPa	0,66	0,66	0,73	0,73	0,68	0,68
$\epsilon_e$ (rev)	$10^{-6}$	-13,08	-13,07	-14,36	-14,34	-13,53	-13,52
$\epsilon_e$ (1ªcam)	$10^{-6}$	8,52	8,51	7,53	7,53	8,37	8,36
$\epsilon_e$ (2ª cam)	$10^{-6}$	20,16	20,16	22,28	22,28	20,76	20,76
$\sigma_v$ (subleito)	MPa	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
$\epsilon_v$ (subleito)	$10^{-6}$	134	134	142	142	136	136

As determinações estruturais apresentadas nas Tabela 6.6 e 6.7 registram valores de compressão nas fibras inferiores do revestimento comum a esse tipo de estrutura. A análise das fibras inferiores da primeira camada da base mostram valores de tração. Na Tabela 6.6, a maior tensão de tração determinada na fibra inferior da primeira camada da base cimentada foi de 0,71MPa. Nesse ponto a média das resistências de tração determinada em laboratório Tabela 5.6 foi de 1,51, MPa, permitindo tensões admissíveis  $\sigma_{adm} \leq 1,06$  MPa.

Na Tabela 6.7, maior tensão de tração determinada na fibra inferior da primeira camada da base cimentada foi de 0,36 MPa. Nesse ponto a média das resistências determinada foi de 1,44 MPa, Tabela 5.6, permitindo tensões admissíveis  $\sigma_{adm} \leq 1,01$  MPa. Já nas fibras inferiores da segunda camada a tensão máxima de tração determinada foi de 0,73 MPa, a média das resistências determinadas em laboratório, Tabela 5.5, foi de 0,95 MPa o permitem tensões admissíveis  $\sigma_{adm} \leq 0,67$  MPa, nesse ponto conforme o método de dimensionamento utilizado, Pinto *et al.* (1983), a estrutura esta passível de ruptura por fadiga.

Quanto às tensões no subleito apresentadas nas tabelas 6.6 e 6.7, as tensões de compressão determinadas estão abaixo do requisito estabelecido no método de dimensionamento, ou seja,  $\sigma_{v \text{ máx.}} \leq 0,05\text{MPa}$ , descartando a possibilidade de deformação no subleito.

### 6.3 ANÁLISE DAS CAMADAS CIMENTADAS PELO MODELO DE FADIGA DA REPÚBLICA DA ÁFRICA DO SUL

O emprego deste método no presente estudo deve-se ao fato da República da África do Sul ser um dos países mais avançados em termos de estudo e implantação de novas tecnologias na área de pavimentação. Os modelos de fadiga obtidos para materiais cimentados foram calibrados através de cuidadoso monitoramento de pavimentos reais e de ensaios acelerados, com emprego de simulador de tráfego móvel (HVS – *heavy vehicle simulator*). Os solos, agregados e demais materiais de pavimentação, assim como o clima da República da África do Sul são muito semelhantes aos que ocorrem em grande parte do sul do Brasil.

Neste método, são estabelecidos critérios de ruptura para limitar a ocorrência de trincas, deformações e/ou esmagamento em função dos valores críticos estruturais de cada camada. O comportamento do pavimento é analisado através do comportamento das camadas individualmente e através do pavimento como um mecanismo único.

#### 6.3.1 Fadiga do revestimento asfáltico

O critério de ruptura para esse tipo de camada, com espessuras entre 2 e 7,5 cm é baseado na limitação da deformação horizontal na fibra inferior da camada para que não ocorra fadiga à flexão. O método limita o número (N) de solicitações de eixo padrão de 82 kN para evitar o desenvolvimento prematuro de trincamento à fadiga. O número “N” corresponde a uma determinada deformação elástica horizontal de extensão na fibra inferior da camada, dependendo do índice de vazios e da rigidez da mistura.

As respostas estruturais das estruturas analisadas apresentaram, na fibra inferior da camada do revestimento, deformações horizontais de compressão, descartando portanto o trincamento prematuro da camada por fadiga à flexão.

#### 6.3.2 Determinação da vida de fadiga das camadas cimentadas

As camadas cimentadas inicialmente sofrem trincamento por retração devido às variações térmicas e do teor de umidade, Fase 1 ou pré-trincamento. No método proposto, o trincamento por retração é considerado aumentando a deformação de extensão induzida pelo tráfego (*fator*

d) e estimada por software de análise (EVERSTRESS). A análise do número de repetições de carga para o início do trincamento ( $N_f$ ), das estruturas analisadas estão sintetizadas na Tabela 6.8

Tabela 6.8 – Resultados das análises do número de repetições de carga para o início do trincamento ( $N_f$ )

	Número de repetições de carga para início do trincamento $N_f$					
	Ponto 1			PONTO 2		
	Estrutura 11	Estrutura 12	Estrutura 13	Estrutura 24	Estrutura 25	Estrutura 26
1ª camada	-	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08
2ª camada	9,37E+07	4,82E+06	3,36E+07	1,65E+07	9,84E+06	1,33E+07

	Número de repetições de carga para início do trincamento $N_f$					
	Ponto 3			Ponto 4		
	Estrutura 37	Estrutura 38	Estrutura 39	Estrutura 410	Estrutura 411	Estrutura 412
1ª camada	-	8,07E+07	>1,00E+08	6,78E+07	6,39E+07	6,69E+07
2ª camada	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08

	Número de repetições de carga para início do trincamento $N_f$					
	PONTO 5			PONTO 6		
	Estrutura 513	Estrutura 514	Estrutura 515	Estrutura 616	Estrutura 617	Estrutura 618
1ª camada	2,78E+07	9,06E+06	1,52E+07	>1,00E+08	>1,00E+08	>1,00E+08
2ª camada	-	-	-	2,13E+07	1,39E+07	1,89E+07

Na fase de pós-trincamento, onde o desenvolvimento de microfissuras provoca uma redução do módulo de resiliência, a deformação de extensão máxima não estará na fibra inferior da camada cimentada, mas em qualquer outro ponto ao longo do perfil desta camada. O termo empregado para a vida de fadiga em camadas cimentadas nesta fase é determinado com vida de fadiga efetiva ( $N_{ef}$ ). As determinações da fadiga efetiva em função das respostas estruturais fornecidas apresentadas na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Vida de fadiga efetiva ( $N_{ef}$ ) nas camadas cimentadas

Ponto 1	Vida de fadiga efetiva - $N_{ef}$					
	Estrutura 11		Estrutura 12		Estrutura 13	
1ª camada			6,83E+07	6,83E+07	7,77E+07	7,77E+07
2ª camada	5,99E+07	5,99E+07	4,34E+07	4,34E+07	5,36E+07	5,36E+07

Ponto 2	Vida de fadiga efetiva - $N_{ef}$					
	Estrutura 24		Estrutura 25		Estrutura 26	
1ª camada	6,47E+07	6,47E+07	6,52E+07	6,52E+07	6,47E+07	6,47E+07
2ª camada	4,96E+07	4,96E+07	4,69E+07	4,69E+07	4,85E+07	4,85E+07

Ponto 3	Vida de fadiga efetiva - $N_{ef}$					
	Estrutura 37		Estrutura 38		Estrutura 39	
1ª camada	-	-	1,18E+07	1,18E+07	1,40E+07	1,40E+07
2ª camada	9,10E+06	9,10E+06	5,57E+06	5,57E+06	7,09E+06	7,09E+06

Ponto 4	Vida de fadiga efetiva - $N_{ef}$					
	Estrutura 410		Estrutura 411		Estrutura 412	
1ª camada	1,16E+07	1,17E+07	1,15E+07	1,15E+07	1,16E+07	1,16E+07
2ª camada	8,40E+06	8,40E+06	7,92E+06	7,93E+06	8,15E+06	8,15E+06

PONTO 5	Vida de fadiga efetiva - $N_{ef}$					
	Estrutura 513		Estrutura 514		Estrutura 515	
1ª camada	1,06E+07	1,06E+07	9,51E+06	9,52E+06	1,00E+07	1,00E+07

PONTO 6	Vida de fadiga efetiva - $N_{ef}$					
	Estrutura 616		Estrutura 617		Estrutura 618	
1ª camada	1,31E+07	1,31E+07	1,33E+07	1,33E+07	1,31E+07	1,31E+07
2ª camada	1,04E+07	1,04E+07	9,92E+06	9,92E+06	1,02E+07	1,02E+07

### 6.3.3 Verificação da deformabilidade do subleito

A deformação elástica no topo do subleito é um parâmetro crítico para o controle das deformações permanentes. No método da RAS, as determinações dos números de repetições do eixo para controlar o acúmulo de deformação estão relacionadas com os afundamentos de trilha. As determinações dos números de repetições  $N_8$ ,  $N_{12}$ , e  $N_{18}$ , para as deformabilidade de 8, 12 e 18 mm, estão apresentados nas Figuras 6.2, 6.3 e 6.4.

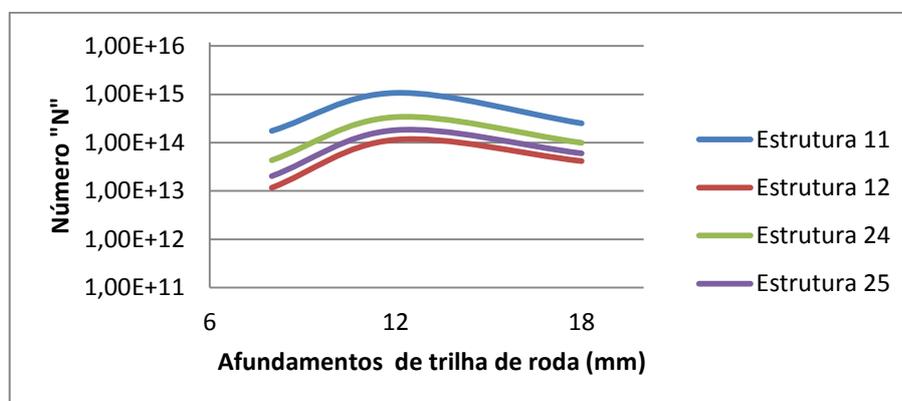


Figura 6.2 – Deformações relacionadas com o número “N”, para as estruturas 11,12, 24 e 25.

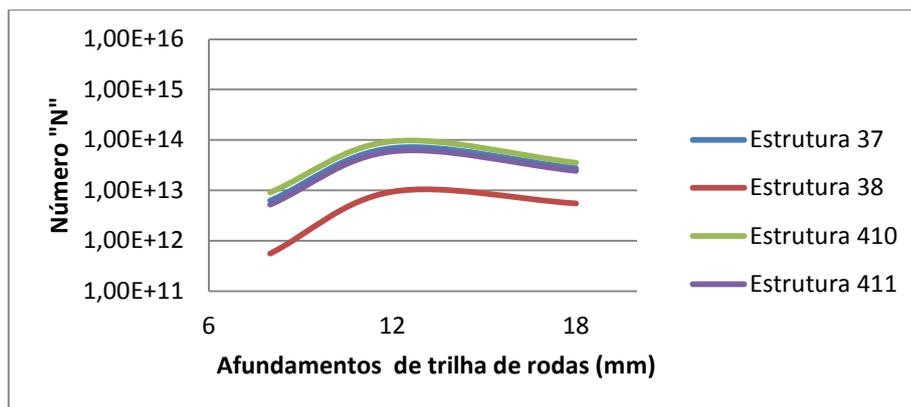


Figura 6.3 – Deformações relacionadas com o número “N”, para as estruturas 37, 38, 410 e 411.

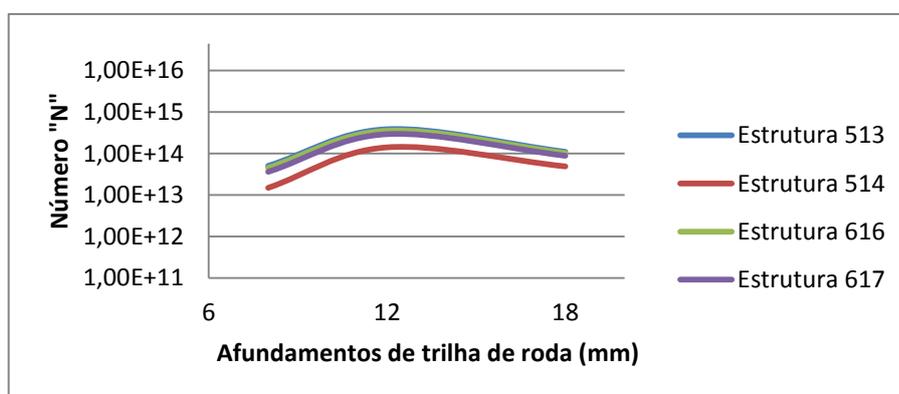


Figura 6.4 – Deformações relacionadas com o número “N”, para as estruturas 513, 514, 616 e 617.

#### 6.4 DETERMINAÇÃO DAS BACIAS DE DEFLEXÕES A PARTIR DAS RESPOSTAS ESTRUTURAIS DO SOFTWARE EVERSTRESS

As bacias de deflexões, determinadas a partir das repostas estruturais fornecidas pelo software utilizado no estudo estão apresentadas na Figura 6.9. Os parâmetros utilizados na análise foram os parâmetros fornecidos pelas estruturas 13, 26, 39, 412, 515 e 618.

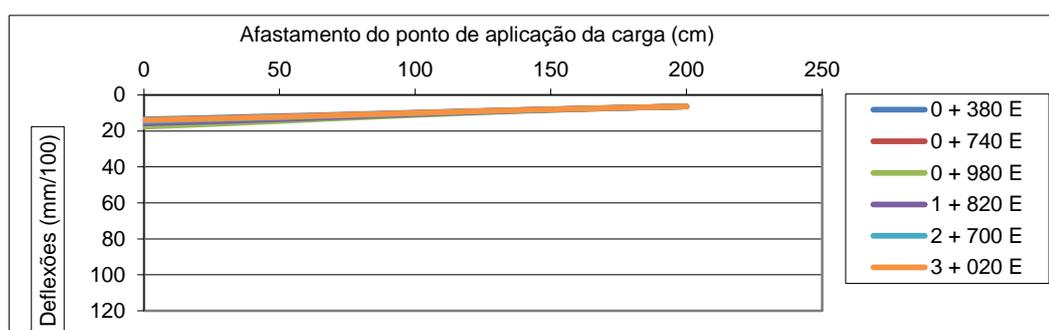


Figura 6.5 – Bacias de deflexões determinadas pelo software EVERSTRESS.

As deflexões medidas e as bacias de deflexões determinadas a partir das respostas estruturais podem ser consideradas compatíveis nos pontos em que a estrutura do pavimento encontrava-se íntegro. A Tabela 5.5 apresenta as medidas realizadas na estacas central e em estacas anteriores e posteriores mostrando valores próximos aos determinados na análise estrutural. Os locais que apresentaram variações significativas são as estacas centrais do estudo cuja determinação recaiu em pontos com defeitos.

## 6.5 OBSERVAÇÕES DOS DEFEITOS E SUAS RELAÇÕES COM OS ESTÁGIOS DE DEGRADAÇÃO DAS BASES CIMENTADAS

A identificação de defeitos na superfície e a identificação dos mecanismos de ocorrência são os primeiros passos na avaliação auxiliando no diagnóstico da condição estrutural de um pavimento. Os registros resumidos na Tabela 6.10, apresentam os principais defeitos levantados por ocasião do inventário para determinação do Índice de Gravidade Global, sendo mais um subsídio na avaliação da estrutura. A nomenclatura utilizada respeita a norma DNIT 005/2003 – TER, sendo os defeitos relacionados com os estágios de degradação proposto no Método da República da África do Sul para bases cimentadas.

Tabela 6.10 – Registro e estágios de degradação das camadas cimentadas.

Registro	Observações
	<p>Região do primeiro ponto do estudo P1, estaca 0 + 380, apresentando trincas longitudinais e transversais, formando blocos, características da Fase 1, Estágio II, Figura 2.2.</p>
	<p>Detalhe da camada no ponto de extração P12; mostrando trincas camada cimentada, Fase 1, Estágio II, interrompida na camada do revestimento.</p>
	<p>Região do segundo ponto do estudo P2, estaca 0 + 740, mostrando a trincas de retração em blocos grandes (&gt; 5x espessura) característica da fase de pré-trincamento, Fase 1, Estágio II, Figura 2.2.</p>

	<p>Detalhe do furo de extração no ponto P 21, estaca 0 + 740, que mostra uma trinca na segunda camada da base cimentada que não se propagou para as demais camadas da estrutura, correspondente com a Fase I, do Estágio II de degradação.</p>
	<p>Registro da superfície do pavimento na estaca 0 + 980, região do ponto P3 do estudo, mostrando trincas de retração em blocos grandes (&gt; 5 x espessura) característica da fase de pré-trincamento, Fase I, Estágio II.</p>
	<p>Registro de um conjunto de amostras extraídas do ponto P3 do estudo, estaca 0 + 980. A imagem mostra pontos escuros na mistura identificados como grumos de argila.</p>
	<p>Quarto ponto do estudo, P4, estaca 1 + 820, trincas características da fase de pós-trincamento (espaçamento entre trincas &lt; 5x espessura). Fases 2 e 3, com trincamento associado ao tráfego, redução do módulo e comportamento granular. Figura 2.2</p>
	<p>Extensão do dano apresentado na imagem acima, estendendo-se pela trilha de roda, quarto ponto do estudo, P4, estaca 1 + 820.</p>
	<p>Detalhe do furo de extração, P46, estaca 1 + 820, com uma trinca em toda a extensão da camada cimentada.</p>
	<p>Outro registro do conjunto de amostras, ponto P4, estaca 1 + 820. A imagem registra pontos escuros identificados como grumos de argila na mistura. Outro registro a destacar é a trinca presente na amostra bem a frente da figura percorrendo toda a camada cimentada do pavimento.</p>

	<p>Região do quinto ponto de estudo (estaca 2 + 700); o registro mostra trinca longitudinais longas, interceptadas por trincas transversais formando grandes blocos (&gt; 5x espessura) característica da fase de pré-trincamento, Fase 1, Estágio II, Figura 2.2</p>
	<p>Detalhe de um ponto de extração do quinto ponto de estudo P51 (estaca 2+700). A extração coincidiu com a trinca longa longitudinal apresentada no registro anterior.</p>
	<p>Detalhe do registro anterior (P51), mostrando a extensão da trinca em toda a espessura da base, refletindo até a superfície do revestimento.</p>
	<p>Registro do sexto ponto de estudo (estaca 3 + 040), com diversas fissuras longitudinais e transversais, formando blocos.</p>
	<p>Detalhe do furo de extração P63, ponto seis (estaca 3 + 040), caracterizados como pós-trincamento, Fase 3, comportamento granular</p>
	<p>Detalhe das trincas no furo de extração P65, ponto seis (estaca 3 + 040). Pré-trincamento, Fase 1, Figura 2.2.</p>

## 6.6 ANÁLISE GERAL DO PAVIMENTO

Apesar da análise superficial do pavimento classificá-lo no Índice de Gravidade Global –IGG, como regular é possível afirmar que os defeitos inventariados não apresentam uma situação de desconforto para os usuários. As trincas originadas na superfície do pavimento podem ser classificadas de acordo com o método da República da África do Sul (RAS), como sendo consequência da retração da camada cimentada que se propagou até a superfície do pavimento, esse tipo de defeito segundo o método esta classificado como sendo originado na primeira etapa de degradação tendo se propagado até a superfície do revestimento.

Auxilia esse entendimento as respostas estruturais fornecidas na análise do modelo estrutural do pavimento. Os resultados em todas as simulações realizadas mostraram que as fibras inferiores da camada de revestimento estão submetidas a esforços de compressão, descartando a abertura de trincas por fadiga.

Em relação às camadas cimentadas, as trincas originadas na mistura não afetam a condição estrutural do pavimento, os resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão diametral foram bastante elevados caracterizando um comportamento satisfatório da mesma. Os pontos de baixa resistência apresentaram na sua composição grumos de argila e/ou foram extraídos em locais com defeitos localizados. Quanto ao subleito, os valores das tensões de compressão encontrados estão muito abaixo das premissas iniciais do projeto descartando a possibilidade de afundamento nessa camada.

Os menores valores determinados para o número de repetições para o início do trincamento  $N_f$ ,  $9,06E+06$  na primeira camada da base, estrutura 514 e  $4,82E+06$  na segunda camada, estrutura 12, proposto pelo método da República da África do Sul, são valores acima do valor estimado de "N" até o momento para a rodovia,  $7,71E+05$ , evidenciando uma vida prolongada do pavimento. Mesmo entendimento pode ser estendido para a vida de fadiga efetiva ( $N_{ef}$ ), cujo menor valor determinado  $5,57E+06$ , segunda camada da estrutura 38, supera o número de eixos estimado até o momento para a rodovia, estabelecendo uma vida longa para o pavimento.

Sobre as deformabilidade do subleito avaliada pelo método da República da África do Sul, o menor valor determinado para o número "N", com afundamento de 8 mm, Figura 6.3, também está muito acima do número equivalente de eixo padrão número estimado até o momento, descartando deformações na superfície do subleito.

## 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tendo em vista os resultados obtidos, pode-se concluir que o pavimento com mistura pozolânica avaliado no estudo, apresenta uma condição satisfatória de desempenho, passados 27 anos de sua construção, atestando que a estabilização alcalina, com utilização dos solos locais e o aproveitamento de cinza volante e acréscimo de cal hidratada, é uma técnica apropriada dos pontos de vista técnico, econômico e ambiental.

As conclusões que seguem, da avaliação superficial e estrutural reforçam esse entendimento. No que diz respeito ao estudo laboratorial com novas misturas constituídas por materiais semelhantes ao empregado na base pozolânica, os resultados não se mostraram satisfatórios, exigindo aprofundamento do tema.

### 7.1. ANÁLISE SUPERFICIAL DO PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO

O Índice de Gravidade Global, parâmetro utilizado para determinar a condição funcional do pavimento caracterizou a superfície do pavimento como *regular*. No inventário de defeitos, ficou evidente que o defeito característico do pavimento são as trincas longitudinais longas, interceptadas por trincas transversais formando blocos grandes (espaçamento das trincas  $> 5 \times$  espessura), classificadas segundo o estágio de degradação do pavimento como trincas de retração. O número de estacas inventariadas com esse tipo de defeito contribui significativamente na classificação do IGG. Numa análise mais profunda desses defeitos, constatou-se que nem todas as trincas de retração não atingiram a superfície superior do revestimento, destacando que amostras coletadas próximas às áreas trincadas apresentaram resultados elevados de resistência à tração na compressão diametral.

Quanto à medida dos afundamentos nas trilhas de rodas, as médias dos valores levantados estão abaixo dos valores considerados admissíveis, Mota e Medina (2005), citam valores de 10 a 20 mm para pista com alto volume de tráfego. Em apenas um dos pontos do inventário dos defeitos, o afundamento medido excedeu esse intervalo, alcançando 26 mm, sendo assim uma situação isolada. Os danos formados nesse local, blocos menores (com espaçamento entre trincas menores que 5 vezes a espessura da base cimentada), foram classificados segundo a degradação de camadas cimentadas como correspondendo a um pós-trincamento associado ao tráfego (Fase 2, do método mecanístico de dimensionamento da República da África do Sul

para pavimentos com base cimentada). Cabe destacar que nesse local foi identificado a contaminação da mistura com grumos de argila na segunda camada da base.

## 7.2. ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO

No dimensionamento de pavimentos semirrígidos o método proposto por Pinto *et al.* (1983), cita duas condições para que não ocorram danos no pavimento, primeiro que a tensão de tração nas fibras inferiores da base cimentada, não ultrapasse 70% da tensão de tração de ruptura ( $\sigma_t \text{ máx} \leq 0,70 \sigma_R$ ) e; segundo que a tensão de compressão no topo do subleito não atinja valores superiores a 0,05 MPa ( $\sigma_v \text{ máx} \leq 0,050 \text{ MPa}$ ).

Nos pontos avaliados da rodovia, considerando as respostas estruturais do EVERSTRESS e os resultados de resistência à compressão diametral de cada camada, obtidos em amostras retiradas do trecho com sonda rotativa, verificou-se que a primeira condição foi atingida com certo grau de segurança na maioria dos pontos.

Nos locais em que os resultados da análise indicaram a possibilidade de ruptura por fadiga da base cimentada, constatou-se a contaminação com grumos de argila nos corpos-de-prova. Como a argila se apresentava na forma de grumos grandes, acredita-se que tenha comprometido as reações pozolânicas. Esse tipo de situação destaca a importância do controle de qualidade no processo de execução desse tipo de base.

Complementando o entendimento acima, os resultados da difração de raios-x realizada em amostras de campo indicaram percentuais mais elevados de sílica cristalina em amostras que apresentaram maior resistência à tração na compressão diametral.

Na avaliação da segunda condição da proposta de Pinto *et al.* (1983), às tensões de compressão determinadas para o subleito ( $\sigma_v \text{ máx}$ ), ficaram na ordem de 0,01 MPa, atendendo plenamente o critério estabelecido descartando a possibilidade de deformação no subleito.

As análises de fadiga realizadas empregando-se os modelos para fadiga de misturas cimentadas do método da República da África do Sul, indicaram que o número admissível de repetições do eixo padrão para o início do trincamento  $N_f$ , ainda não tinha sido atingido, descartando-se portanto o início do trincamento por fadiga de forma generalizada. De fato,

vida de fadiga efetiva ( $N_{ef}$ ) da camada estabilizada, estimada em aproximadamente  $5,57 \times 10^6$ , é muito superior ao tráfego estimado até o momento, garantido uma vida residual prolongada do pavimento.

Sobre a deformabilidade do subleito a proposta do Método da República da África do Sul determinou o número “N”, para afundamento de 8 mm, um valor de  $1,8 \times 10^{11}$ , também muito superior ao valor de “N” que solicitou o pavimento até o presente momento, descartando a possibilidade de acúmulo de deformações permanentes no topo do subleito.

Na análise das deflexões e das bacias de deflexões, medidas em campo e determinadas pelas respostas estruturais do *software*, existe certa compatibilidade ao se comparar os valores medidos nos pontos íntegros da rodovia com os valores determinados na simulação (bacias geradas pelo *software*). Apenas em locais onde o pavimento apresentava graves defeitos os valores medidos e gerados pela simulação diferiram de forma significativa.

### 7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS NOVOS TRAÇOS

Na análise dos resultados laboratoriais, a primeira conclusão é que os parâmetros da cinza volante atendem os critérios químicos e de pozolanicidade estabelecidos pelas normas.

Ao projetarem-se novos traços com vários tipos e teores de cales, constatou-se que os valores de pH eram suficientemente elevados para a ocorrência de reações pozolânicas.

Contudo, na primeira etapa de moldagem com cal dolomítica comum, os resultados de resistência nas duas primeiras idades de cura foram insignificantes, evidenciando materiais sem reatividade pozolânica.

Na segunda etapa da dosagem com emprego de cal dolomítica, foi possível medir-se alguma resistência (embora muito baixa) aos 14 dias de cura.

Ao empregar-se cal calcítica no teor de 7% verificou-se um aumento significativo da resistência em corpos-de-prova curados por 28 e 56 dias; o que não foi constatado com teor de cal de 5%.

Na análise da mistura com cal dolomítica extra, os resultados dos ensaios de resistência dos corpos-de-prova com teores de cal de 5% e 7% mostraram-se muito próximos, com pequenas variações para cima da mistura com 7% de cal.

Todas as misturas analisadas nessa etapa apresentaram valores de resistência à compressão simples inferiores aos valores recomendados por Baptista (1976) para o emprego como base de pavimentos, qual seja 0,7 a 1,0 MPa aos sete dias de cura.

Na terceira etapa de moldagem, destacaram-se os comportamentos aproximados das misturas com cales dolomítica extra e calcítica e teor de cinza volante de 35%, após quatorze dias de cura. De forma inesperada, nos corpos-de-prova com 5% de cal e 25% de cinza volante a resistência foi menor ao empregar-se cal calcítica do que cal dolomítica. Mas, ao elevar o teor de cinza para 35%, os corpos-de-prova com cal calcítica apresentaram valores de resistência próximos aos da cal dolomítica extra, sugerindo que o teor inicial de cinza volante (25%) era insuficiente para a estabilização do solo arenoso. Como a cal dolomítica traz incorporada cinza volante, cria-se a falsa impressão de que esta cal (a dolomítica) é mais reativa que a calcítica, quando na realidade o problema é o baixo teor de cinza volante acrescentado inicialmente (25%).

As conclusões dessa etapa podem ser resumidas destacando que o teor de cinza volante nas misturas pode ser aumentado, porém não há evidências de distinção de comportamento em função do tipo de cales empregadas, calcítica e dolomítica. Todas as misturas analisadas nessa fase apresentaram valores de resistência à compressão simples, abaixo do valor recomendado para o emprego como base de pavimentos.

#### 7.4. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para dar continuidade à pesquisa relatada nesta Dissertação, sugere-se:

- a) a realização de ensaios de tração na flexão em vigotas, por ser esta forma de solicitação mais próxima à qual ficam submetidas às camadas cimentadas;
- b) realizar ensaios de módulo de resiliência na compressão triaxial em corpos-de-prova das novas misturas estudadas;
- c) estudar a possibilidade de estabilização com cal e cinza volante de outros solos arenosos próximos às regiões geradoras de cinza volante;

- d) estudar a possibilidade de aumentar-se a resistência inicial das misturas solo-cal-cinza volante, por meio da adição de cimento Portland;
- e) estudar novos traços elevando o percentual de cinza volante com idade de cura maiores;
- f) realizar estudos verificando a adesividade de revestimentos e bases cimentadas;
- g) estudar processos anti-reflexão de trincas em pavimentos com bases cimentadas;
- h) avaliar estruturalmente pavimentos com camadas cimentadas empregando-se deflectógrafos de massa tombante (FWD), de forma a obterem-se bacias defletométricas com maior acurácia, permitindo a obtenção de módulos de elasticidade in situ, através de retroanálise.

## 8. REFERÊNCIAS

ABNT - **NBR5751** – Materiais pozolânicos - Determinação da atividade pozolânica – Índice de atividade pozolânica com cal. Rio de Janeiro. 1992. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR6459** - Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 1984. 6 p.

\_\_\_\_\_. **NBR7180** - Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 1984. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR7181** – Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1988. 13 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7175** – Cal hidratada para argamassas. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182** – Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 12563** – Materiais pozolânicos. Rio de Janeiro, 1992. 3 p.

ARMY – TM 5 822 – 14. **Soil stabilization for pavements** - DEPARTMENT OF THE ARMY, THE NAVY, AND THE AIR FORCE, 1994.

BEHAK L. **Estabilização de um solo sedimentar arenoso do Uruguai com cinza de casca de arroz e cal**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul: PPGEC, Porto Alegre; BR-RS, 2007.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BAPTISTA, C. N. **Pavimentação**. Estabilização de solos. Globo. Porto Alegre: 1976. V. 2.

BEEGLY, J. H. **Recent experiences with Lime – Fly Ash Stabilization os Pavement Subgrade Soils, Base, and Recycled Asphalt**. International Ash Utilization Symposium, University of Kentucky, 2003.

BERNUCCI, L. Bariani *et al.* **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros** – Rio Janeiro: Abeda. Petrobrás, 2006

CICASOL **Projeto - Pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal**. José Virgílio Gonçalves *et al.* Porto Alegre: CIENTEC; 1984.

CIENTEC. **Relatório de Técnico - 76049/84**. Projeto de dimensionamento e especificações para construção da interligação do Anel Viário do III Pólo Petroquímico ao Terminal de Cargas Santa Clara – COPEL. Coord. José Virgílio Gonçalves. Porto Alegre 1984.

CERATTI, J.A.P. **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS: Porto Alegre, 1979.

DE BEER, M. **Resilient response pavements wich lightly cements layers**. Roads and Transport Technology, Research Report, Pretoria, 1990.

DIAS, C.R.C. **Estabilização de solos arenosos da planície costeira do Rio Grande do Sul com emprego de cinza volante.** In: Reunião Anual de pavimentação, 29 Cuiabá, MT. **Anais...** Rio de Janeiro : ABPv, 1995, V. 2.

DIAS, C.R.C. **Estudo de misturas areia-asfalto e cinza-cal para emprego em pavimentos urbanos.** (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. PPGEC: Porto Alegre, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-PRO 011/79.** Avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER- ME 181/94.** Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTE. **DNIT 005/2003 – TER.** Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos. Terminologia. Rio de Janeiro, 2003a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTE **DNIT 006/2003 – PRO.** Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos: procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTE. **DNIT-ME 129/94.** Solos- Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA EM TRANSPORTE. **DNIT-ME 133/10.** Pavimentação asfáltica delineamento da linha de influencia longitudinal por intermédio de viga Benkelman. Rio de Janeiro, 2010.

EADES, J. L; GRIM, R. E. **Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization.** Highway Research Record, Washington, D.C.,1966.

FERRAZ, R. L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais.** (Dissertação de mestrado) Viçosa: UFV. 1994.

FOGAÇA, B. C. **Análise paramétrica de estrutura de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul estabilizada com cinza volante e cal** – (Dissertação de mestrado).PPGEC – UFRGS: Porto Alegre, 1996.

GOMES, C. F. **Argilas. O que são e para que servem.** Fundação Calouste Gulbenkian: Lisboa, 1986.

GUIMARÃES, J.E.P. **A cal fundamentos e aplicações na engenharia civil.** 2ª ed. PINI: São Paulo, 2002.

LOVATO, R. S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado a pavimentação.** (Dissertação de mestrado). PPGEC – UFRGS: Porto Alegre, 2004.

MARCON, A.F. **Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cal-cinza volante**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1977.

MATEOS, M. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash**. Ph.D thesis Iowa State University of Science and Technology Ames, Iowa. USA, 1961.

MATEOS, M. and DT DAVIDSON (1962<sup>a</sup>). **Lime and fly ash proportions in soil- lime and fly ash mixtures some aspects of soil-lime stabilization**. Highway Research Highway Research Board of the national Academy of Sciences, National Research Council, Washington, DC- Bulletin No. 335, pp.40-64. DC-Boletim n ° 335, pp.40-64

MEDINA, J. **Avaliação de desempenho de trechos experimentais do IPR/DNER com utilização de cinza volante e cal**. 23<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação ABPv. Florianópolis - 1988.

MEDINA, J. MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. UFRJ: Rio de Janeiro, 2005.

NARDI J. V. **Estabilização de areia com cinza volante e cal – efeito do cimento como aditivo e de britas nas misturas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, 1975.

NARDI J. V. **Determinação da resistência à compressão simples de mistura de solo estabilizado com cinza volante e cal hidratada – tentativa de método de ensaio**. In: 14 Reunião de Pavimentação, ABPv, João Pessoa, 1978. Anais... Rio de Janeiro, 1978. V1.

NARDI J. V. **Introdução à estabilização de solos com cinza volante e cal**. Florianópolis: Departamento de Estradas de Rodagem, 1979.

NARDI J. V. e PITTA, A. S. **Projeto de aproveitamento de rejeitos provindo de termoelétricas, através da queima do carvão vapor, para pavimentos**. 20<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação. ABPV- Fortaleza -1985.

NARDI J. V. **Cinza volante e cal hidratada na estabilização de solos arenosos para a construção de sub-bases e bases de pavimentos**. Departamento de Estradas de Rodagem - IPR, Rio de Janeiro, 1987.

NARDI J. V. **Cinza: Uma alternativa na construção de pavimentos**. 23<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Florianópolis, 1988.

NITA, C. e Jonh, V. M. **Materiais pozolânicos: o metacaulim e a sílica ativa**. Boletim Técnico 13 p. EPUSP: São Paulo,2007.

OTTE, E. **A Structural design procedure for cement-treated in paviments**. D. SC. (Eng) Thesis – University of Pretoria, Pretoria, 1978.

PATERSON, W. D.O., MAREE, J. H. **The South African Mechanistic Desing Method (SA-MDM)**, South Africa.1994.

PINTO, S. **Estabilização de areia com adição de cal e cinza volante**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) COPPE/. UFRJ. Rio de Janeiro – 1971.

PINTO, S. *et al.* **Método de projeto de pavimento semirrígido aplicação para base pozolânica**. 18ª Reunião anual de pavimentação.- ABPv. Porto Alegre .1983.

PINTO, S. e Preussler E. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002.

RIGOTTI, N. **Meio Ambiente e Carvão – Impactos da exploração e utilização Recuperação de áreas degradadas: estudo de caso**. FEPAM, 2002. Governo do Estado do Rio Grande do Sul.

ROHDE, G.M. **Cinzas de Carvão Fóssil e o Futuro da Termoeletricidade no Estado do Rio Grande do Sul**. 3rd Symposium on Gondwana Coals. Porto Alegre. 2009.

ROHDE G. M. *et al.* **Cinzas de carvão fóssil no Brasil / Aspectos técnico e ambientais**. Porto Alegre, 2006.

ROHDE G. M. *et al.* **Cal Pozolânica no Estado do Rio Grande do Sul**: Abordagens técnica para produtos inovadores. Porto Alegre: CIENTEC, 2012.

RODRIGUES, R.M. **Projeto de reforço de pavimentos rodoviários e aeroportuários pelo método de Resiliência**. Uma nova versão do programa TECNAPAV, Tese M. Sc.,COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, 1987.

SAMPAIO, J. A. e ALMEIDA, L. M. S. **Calcário e Dolomito. Rochas & Minerais Industriais: Usos e Especificações**. Centro de Tecnologia Mineral Ministério da Ciência e Tecnologia: Rio de Janeiro, 2005.

SILVA, M.A.M. **Efeito da estabilização de solos mediante a adição de cal e cinza volante, visando a sua utilização em construção civil e em pavimentação**. - (Dissertação de mestrado) – UFRGS: Porto Alegre, 1982.

SCHWARTZ, C. W. **Effect of Stress-Dependent Base Layer on the Superposition of Flexible Pavement Solutions**. The International Journal of Geomechanics, vol. 2, n. 3, 2002.

## APÊNDICES

APÊNDICE A – Respostas estruturais do software EVERSTRESS.

APÊNDICE B – Bacias de deflexões

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 38 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.880	11804.00
2	.20	6.330	16354.00
3	.20	16.250	7919.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-906.01	-1034.92	-560.00	.00	.08	.00
5.870	1	-488.30	-467.30	-515.05	.00	120.18	.00
12.200	2	91.41	179.69	-303.04	.00	102.54	.00
28.450	3	452.41	492.41	-16.84	.00	1.62	.00
28.470	4	-1.87	-1.42	-16.83	.00	1.50	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-36.22	-50.42	1.89	3.262	.000	189.763
5.870	1	-16.40	-14.09	-19.35	1.104	.000	189.179
12.200	2	7.10	13.58	-21.85	-.669	.000	187.806
28.450	3	45.12	51.18	-25.99	-3.555	.000	183.504
28.470	4	45.15	51.21	-156.73	-3.557	.000	183.486

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-1034.92	-906.01	-560.00	-50.42	-36.22	1.89
5.870	1	-622.59	-467.30	-380.75	-31.19	-14.09	-4.56
12.200	2	-328.11	116.47	179.69	-23.68	8.94	13.58
28.450	3	-16.84	452.41	492.41	-25.99	45.12	51.18
28.470	4	-16.98	-1.72	-1.42	-158.75	47.17	51.21

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-905.17	-1034.93	-560.00	.00	-.08	.00
5.870	1	-488.18	-467.08	-515.48	.00	-121.13	.00
12.200	2	91.29	179.81	-302.86	.00	-103.11	.00
28.450	3	452.01	492.21	-16.83	.00	-1.63	.00
28.470	4	-1.88	-1.42	-16.82	.00	-1.51	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-36.15	-50.44	1.87	-3.282	.000	189.747
5.870	1	-16.39	-14.06	-19.39	-1.111	.000	189.161
12.200	2	7.09	13.58	-21.83	.672	.000	187.787
28.450	3	45.07	51.16	-25.97	3.577	.000	183.489
28.470	4	45.10	51.20	-156.66	3.579	.000	183.471

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-1034.93	-905.17	-560.00	-50.44	-36.15	1.87
5.870	1	-623.73	-467.08	-379.93	-31.31	-14.06	-4.46
12.200	2	-328.21	116.63	179.81	-23.69	8.95	13.58
28.450	3	-16.83	452.02	492.21	-25.97	45.07	51.16
28.470	4	-16.97	-1.72	-1.42	-158.70	47.15	51.20

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 11 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.360	10818.00
2	.20	10.620	30515.00
3	.20	14.160	58276.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-489.35	-543.12	-560.00	.00	-.08	.00
5.350	1	-424.18	-416.47	-565.35	.00	69.75	.00
15.950	2	-148.18	-137.02	-302.31	.00	100.65	.00
30.110	3	854.85	917.92	-7.00	.00	.90	.00
30.130	3	856.68	919.94	-6.99	.00	.55	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-14.64	-21.10	-23.13	1.444	.000	124.546
5.350	1	-11.98	-11.06	-28.95	.828	.000	123.167
15.950	2	-1.98	-1.54	-8.04	.142	.000	122.030
30.110	3	11.54	12.84	-6.20	-.902	.000	121.429
30.130	3	11.57	12.87	-6.22	-.904	.000	121.428

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-560.00	-543.11	-489.35	-23.13	-21.10	-14.64
5.350	1	-594.00	-416.47	-395.52	-32.39	-11.06	-8.54
15.950	2	-352.01	-137.02	-98.48	-9.99	-1.54	-.02
30.110	3	-7.00	854.86	917.92	-6.20	11.54	12.84
30.130	3	-6.99	856.68	919.94	-6.22	11.57	12.87

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-488.77	-543.12	-560.00	.00	.09	.00
5.350	1	-424.30	-416.53	-565.88	.00	-70.51	.00
15.950	2	-148.09	-136.91	-302.04	.00	-101.18	.00
30.110	3	854.23	917.60	-7.00	.00	-.90	.00
30.130	3	856.05	919.62	-6.99	.00	-.55	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-14.59	-21.12	-23.15	-1.454	.000	124.542
5.350	1	-11.98	-11.04	-28.99	-.833	.000	123.162
15.950	2	-1.98	-1.54	-8.03	-.143	.000	122.025
30.110	3	11.53	12.84	-6.20	.907	.000	121.424
30.130	3	11.56	12.87	-6.21	.909	.000	121.423

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-560.00	-543.12	-488.77	-23.15	-21.12	-14.59
5.350	1	-595.00	-416.53	-395.17	-32.49	-11.04	-8.48
15.950	2	-352.20	-136.91	-97.93	-10.00	-1.54	.00
30.110	3	-7.00	854.23	917.60	-6.20	11.53	12.84
30.130	3	-6.99	856.05	919.62	-6.21	11.56	12.87

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 12 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.360	10818.00
2	.20	10.620	27431.00
3	.20	14.160	17161.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-619.50	-690.30	-560.00	.00	-.04	.00
5.350	1	-472.79	-469.97	-551.68	.00	85.24	.00
15.950	2	109.05	162.67	-236.25	.00	92.60	.00
30.110	3	536.51	577.31	-10.66	.00	1.11	.00
30.130	3	537.45	578.35	-10.66	.00	.88	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-22.59	-31.10	-15.44	2.096	.000	151.548
5.350	1	-15.37	-15.03	-24.85	1.092	.000	150.465
15.950	2	4.51	6.86	-10.59	-.387	.000	149.242
30.110	3	24.66	27.51	-13.60	-1.930	.000	147.538
30.130	3	24.70	27.56	-13.62	-1.933	.000	147.535

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-690.30	-619.50	-560.00	-31.10	-22.59	-15.44
5.350	1	-606.16	-469.97	-418.32	-31.40	-15.03	-8.83
15.950	2	-259.52	132.32	162.67	-11.61	5.53	6.86
30.110	3	-10.66	536.51	577.31	-13.60	24.66	27.51
30.130	3	-10.66	537.45	578.35	-13.62	24.70	27.56

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-618.79	-690.24	-560.00	.00	.04	.00
5.350	1	-472.84	-469.97	-552.22	.00	-86.07	.00
15.950	2	108.89	162.66	-236.03	.00	-93.10	.00
30.110	3	536.10	577.10	-10.66	.00	-1.11	.00
30.130	3	537.04	578.14	-10.65	.00	-.88	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-22.53	-31.12	-15.46	-2.110	.000	151.540
5.350	1	-15.36	-15.02	-24.90	-1.098	.000	150.456
15.950	2	4.50	6.86	-10.58	.389	.000	149.233
30.110	3	24.64	27.50	-13.59	1.942	.000	147.530
30.130	3	24.68	27.55	-13.62	1.945	.000	147.527

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-690.24	-618.79	-560.00	-31.12	-22.53	-15.46
5.350	1	-607.30	-469.97	-417.75	-31.52	-15.02	-8.74
15.950	2	-259.55	132.42	162.66	-11.61	5.53	6.86
30.110	3	-10.66	536.11	577.10	-13.59	24.64	27.50
30.130	3	-10.65	537.04	578.14	-13.62	24.68	27.55

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 13 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.360	10818.00
2	.20	10.620	28973.00
3	.20	14.160	34248.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-539.63	-599.97	-560.00	.00	-.07	.00
5.350	1	-445.33	-439.28	-560.35	.00	75.55	.00
15.950	2	-64.74	-39.65	-275.08	.00	100.01	.00
30.110	3	698.59	751.33	-8.35	.00	.95	.00
30.130	3	699.95	752.85	-8.35	.00	.66	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-17.71	-24.97	-20.16	1.696	.000	135.096
5.350	1	-13.44	-12.72	-27.27	.940	.000	133.834
15.950	2	-.06	.98	-8.77	-.014	.000	132.666
30.110	3	16.06	17.91	-8.71	-1.256	.000	131.703
30.130	3	16.09	17.94	-8.73	-1.259	.000	131.701

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-599.97	-560.00	-539.63	-24.97	-20.16	-17.71
5.350	1	-597.79	-439.28	-407.89	-31.77	-12.72	-8.95
15.950	2	-315.04	-39.65	-24.78	-10.43	.98	1.59
30.110	3	-8.36	698.59	751.33	-8.71	16.06	17.91
30.130	3	-8.35	699.95	752.85	-8.73	16.09	17.94

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-539.01	-599.95	-560.00	.00	.07	.00
5.350	1	-445.42	-439.31	-560.88	.00	-76.33	.00
15.950	2	-64.72	-39.58	-274.84	.00	-100.55	.00
30.110	3	698.07	751.06	-8.35	.00	-.96	.00
30.130	3	699.43	752.58	-8.35	.00	-.66	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-17.66	-24.98	-20.18	-1.707	.000	135.091
5.350	1	-13.44	-12.70	-27.31	-.946	.000	133.828
15.950	2	-.06	.98	-8.77	.014	.000	132.659
30.110	3	16.05	17.90	-8.71	1.264	.000	131.697
30.130	3	16.08	17.94	-8.72	1.266	.000	131.695

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-599.95	-560.00	-539.01	-24.98	-20.18	-17.66
5.350	1	-598.85	-439.31	-407.45	-31.88	-12.70	-8.87
15.950	2	-315.20	-39.58	-24.36	-10.44	.98	1.61
30.110	3	-8.35	698.07	751.06	-8.71	16.05	17.90
30.130	3	-8.35	699.43	752.58	-8.72	16.08	17.94



### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 25 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.620	11305.00
2	.20	16.620	18214.00
3	.20	9.230	20585.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-644.29	-733.40	-560.00	.00	-.02	.00
5.610	1	-467.38	-446.90	-551.61	.00	88.51	.00
22.239	2	151.53	170.90	-116.81	.00	68.00	.00
31.469	3	561.13	603.89	-9.88	.00	.69	.00
31.480	4	-1.91	-1.73	-9.87	.00	.68	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-22.67	-32.92	-12.98	2.149	.000	146.403
5.610	1	-14.85	-12.49	-24.53	.985	.000	145.329
22.239	2	7.73	9.00	-9.95	-.611	.000	142.662
31.469	3	21.49	23.98	-11.80	-1.683	.000	141.780
31.480	4	21.49	23.98	-86.00	-1.682	.000	141.772

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-733.40	-644.29	-560.00	-32.92	-22.67	-12.98
5.610	1	-607.51	-446.90	-411.48	-30.96	-12.49	-8.42
22.239	2	-133.06	167.78	170.90	-11.02	8.80	9.00
31.469	3	-9.88	561.13	603.89	-11.80	21.49	23.98
31.480	4	-9.93	-1.85	-1.73	-86.78	22.26	23.98

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-643.70	-733.52	-560.00	.00	.02	.00
5.610	1	-467.35	-446.76	-552.06	.00	-89.32	.00
22.239	2	151.42	170.86	-116.67	.00	-68.36	.00
31.469	3	560.70	603.66	-9.87	.00	-.69	.00
31.480	4	-1.91	-1.73	-9.87	.00	-.68	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-22.61	-32.94	-12.99	-2.163	.000	146.395
5.610	1	-14.83	-12.47	-24.58	-.991	.000	145.321
22.239	2	7.72	9.00	-9.94	.615	.000	142.654
31.469	3	21.47	23.97	-11.79	1.693	.000	141.773
31.480	4	21.47	23.97	-85.97	1.693	.000	141.764

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-733.52	-643.70	-560.00	-32.94	-22.61	-12.99
5.610	1	-608.57	-446.76	-410.85	-31.07	-12.47	-8.34
22.239	2	-133.09	167.84	170.86	-11.03	8.80	9.00
31.469	3	-9.87	560.70	603.66	-11.79	21.47	23.97
31.480	4	-9.93	-1.85	-1.73	-86.76	22.25	23.97

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 26 - TSC		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 2	
No of Layers: 4					
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)		
1	.30	5.620	11305.00		
2	.20	16.620	24425.00		
3	.20	9.230	21097.00		
4	.35		100.00		
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1	X-Position (cm):	Y-Position (cm):
1	.000	.000

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-594.13	-667.80	-560.00	.00	-.05	.00
5.610	1	-456.84	-446.14	-554.90	.00	84.35	.00
22.239	2	223.98	250.83	-110.94	.00	66.03	.00
31.469	3	541.27	580.91	-9.20	.00	.63	.00
31.480	4	-1.75	-1.58	-9.20	.00	.62	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-19.97	-28.44	-16.05	1.901	.000	141.278
5.610	1	-13.85	-12.61	-25.12	.953	.000	140.112
22.239	2	8.02	9.34	-8.43	-.635	.000	138.137
31.469	3	20.24	22.49	-11.07	-1.582	.000	137.294
31.480	4	20.24	22.49	-80.33	-1.582	.000	137.286

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-667.80	-594.13	-560.00	-28.44	-19.97	-16.05
5.610	1	-603.44	-446.14	-408.30	-30.70	-12.61	-8.26
22.239	2	-123.49	236.53	250.83	-9.05	8.64	9.34
31.469	3	-9.20	541.28	580.91	-11.07	20.24	22.49
31.480	4	-9.25	-1.70	-1.58	-81.02	20.92	22.49

Location No: 2	X-Position (cm):	Y-Position (cm):
2	15.000	.000

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-593.51	-667.84	-560.00	.00	.05	.00
5.610	1	-456.87	-446.10	-555.41	.00	-85.16	.00
22.239	2	223.80	250.76	-110.81	.00	-66.38	.00
31.469	3	540.87	580.70	-9.20	.00	-.63	.00
31.480	4	-1.75	-1.58	-9.20	.00	-.62	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-19.92	-28.46	-16.06	-1.913	.000	141.272
5.610	1	-13.84	-12.60	-25.17	-.959	.000	140.104
22.239	2	8.02	9.34	-8.42	.638	.000	138.129
31.469	3	20.22	22.49	-11.07	1.591	.000	137.287
31.480	4	20.22	22.48	-80.31	1.591	.000	137.279

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-667.84	-593.51	-560.00	-28.46	-19.92	-16.06
5.610	1	-604.52	-446.10	-407.76	-30.82	-12.60	-8.19
22.239	2	-123.49	236.49	250.76	-9.05	8.64	9.34
31.469	3	-9.20	540.87	580.70	-11.07	20.22	22.49
31.480	4	-9.25	-1.70	-1.58	-81.00	20.91	22.48

### Layered Elastic Analysis by Everstress® 5.0

Title: Estrutura 37 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.880	11804.00
2	.20	6.330	16354.00
3	.20	16.250	22923.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					Sxy (kPa)
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	
.010	1	-712.12	-807.51	-560.00	.00	-.01	.00
5.870	1	-488.39	-460.59	-549.15	.00	92.95	.00
12.200	2	-172.95	-148.89	-373.06	.00	109.73	.00
28.450	3	686.78	745.67	-11.49	.00	.96	.00
28.470	4	-2.43	-2.21	-11.49	.00	.80	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-25.57	-36.08	-8.82	2.375	.000	158.314
5.870	1	-15.71	-12.65	-22.40	1.037	.000	157.362
12.200	2	-4.19	-2.43	-18.88	.283	.000	155.969
28.450	3	23.55	26.64	-13.00	-1.852	.000	154.237
28.470	4	23.58	26.66	-98.61	-1.854	.000	154.226

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-807.51	-712.12	-560.00	-36.08	-25.57	-8.82
5.870	1	-616.56	-460.59	-420.98	-29.83	-12.65	-8.29
12.200	2	-421.51	-148.89	-124.50	-22.43	-2.43	-.64
28.450	3	-11.49	686.78	745.67	-13.00	23.55	26.64
28.470	4	-11.56	-2.36	-2.21	-99.56	24.52	26.66

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					Sxy (kPa)
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	
.010	1	-711.57	-807.67	-560.00	.00	.01	.00
5.870	1	-488.28	-460.37	-549.58	.00	-93.77	.00
12.200	2	-172.83	-148.73	-372.90	.00	-110.35	.00
28.450	3	686.21	745.38	-11.49	.00	-.97	.00
28.470	4	-2.44	-2.21	-11.48	.00	-.80	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-25.52	-36.11	-8.83	-2.390	.000	158.306
5.870	1	-15.70	-12.62	-22.45	-1.043	.000	157.352
12.200	2	-4.19	-2.42	-18.87	-.285	.000	155.959
28.450	3	23.53	26.63	-12.99	1.863	.000	154.228
28.470	4	23.55	26.65	-98.57	1.865	.000	154.217

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-807.67	-711.57	-560.00	-36.11	-25.52	-8.83
5.870	1	-617.58	-460.37	-420.28	-29.94	-12.62	-8.21
12.200	2	-421.81	-148.73	-123.93	-22.46	-2.42	-.60
28.450	3	-11.49	686.21	745.38	-12.99	23.53	26.63
28.470	4	-11.55	-2.36	-2.21	-99.53	24.51	26.65

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 39 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.880	11804.00
2	.20	6.330	16354.00
3	.20	16.250	12291.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-816.51	-929.54	-560.00	.00	.03	.00
5.870	1	-494.27	-470.50	-531.01	.00	107.57	.00
12.200	2	-47.26	8.63	-333.81	.00	108.34	.00
28.450	3	538.56	585.93	-14.30	.00	1.29	.00
28.470	4	-2.20	-1.85	-14.29	.00	1.16	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-31.32	-43.76	-3.07	2.852	.000	175.297
5.870	1	-16.42	-13.80	-20.47	1.099	.000	174.552
12.200	2	1.09	5.19	-19.94	-.164	.000	173.190
28.450	3	34.52	39.14	-19.46	-2.718	.000	170.197
28.470	4	34.54	39.17	-128.73	-2.720	.000	170.182

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-929.54	-816.51	-560.00	-43.76	-31.32	-3.07
5.870	1	-621.77	-470.50	-403.51	-30.46	-13.80	-6.42
12.200	2	-370.16	-10.91	8.63	-22.61	3.75	5.19
28.450	3	-14.30	538.56	585.93	-19.46	34.52	39.14
28.470	4	-14.40	-2.09	-1.85	-130.22	36.03	39.17

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-815.81	-929.62	-560.00	.00	-.03	.00
5.870	1	-494.15	-470.28	-531.44	.00	-108.46	.00
12.200	2	-47.24	8.78	-333.64	.00	-108.94	.00
28.450	3	538.10	585.69	-14.29	.00	-1.30	.00
28.470	4	-2.20	-1.85	-14.29	.00	-1.17	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-31.25	-43.79	-3.08	-2.870	.000	175.285
5.870	1	-16.40	-13.78	-20.51	-1.106	.000	174.538
12.200	2	1.08	5.19	-19.93	.164	.000	173.175
28.450	3	34.48	39.13	-19.45	2.735	.000	170.185
28.470	4	34.51	39.16	-128.68	2.737	.000	170.170

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-929.62	-815.81	-560.00	-43.79	-31.25	-3.08
5.870	1	-622.85	-470.28	-402.74	-30.58	-13.78	-6.34
12.200	2	-370.37	-10.51	8.78	-22.63	3.78	5.19
28.450	3	-14.30	538.10	585.69	-19.45	34.48	39.13
28.470	4	-14.40	-2.09	-1.85	-130.18	36.01	39.16



### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 411 - TSC		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 2			
No of Layers: 4							
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)				
1	.30	5.100	7469.00				
2	.20	13.960	32180.00				
3	.20	11.480	10922.00				
4	.35		100.00				
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)		
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795		
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760		
Location No: 1		X-Position (cm): .000		Y-Position (cm): .000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-519.18	-567.04	-560.00	.00	-.07	.00
5.090	1	-431.26	-435.95	-556.98	.00	72.83	.00
19.000	2	465.46	540.07	-135.44	.00	66.83	.00
30.520	3	417.32	447.40	-11.88	.00	1.07	.00
30.540	4	-1.60	-1.36	-11.87	.00	.90	.00
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-24.24	-32.57	-31.35	2.267	.000	161.097
5.090	1	-17.86	-18.67	-39.74	1.313	.000	159.312
19.000	2	11.95	14.73	-10.46	-.962	.000	158.011
30.520	3	30.23	33.54	-16.92	-2.361	.000	156.267
30.540	4	30.28	33.59	-108.36	-2.365	.000	156.264
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-567.04	-560.00	-519.18	-32.57	-31.35	-24.24
5.090	1	-590.33	-435.95	-397.91	-45.54	-18.67	-12.05
19.000	2	-142.78	472.80	540.07	-10.73	12.22	14.73
30.520	3	-11.88	417.32	447.40	-16.92	30.23	33.54
30.540	4	-11.95	-1.52	-1.36	-109.41	31.33	33.59
Location No: 2		X-Position (cm): 15.000		Y-Position (cm): .000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-518.45	-566.87	-560.00	.00	.07	.00
5.090	1	-431.38	-436.06	-557.54	.00	-73.62	.00
19.000	2	464.99	539.88	-135.29	.00	-67.18	.00
30.520	3	417.01	447.24	-11.87	.00	-1.07	.00
30.540	4	-1.60	-1.36	-11.87	.00	-.90	.00
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-24.15	-32.58	-31.38	-2.281	.000	161.089
5.090	1	-17.85	-18.66	-39.81	-1.321	.000	159.303
19.000	2	11.94	14.73	-10.45	.968	.000	158.001
30.520	3	30.21	33.53	-16.91	2.376	.000	156.258
30.540	4	30.26	33.59	-108.32	2.380	.000	156.255
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-566.87	-560.00	-518.45	-32.58	-31.38	-24.15
5.090	1	-591.41	-436.06	-397.51	-45.70	-18.66	-11.95
19.000	2	-142.72	472.42	539.88	-10.73	12.21	14.73
30.520	3	-11.88	417.02	447.24	-16.91	30.21	33.53
30.540	4	-11.95	-1.52	-1.36	-109.38	31.32	33.58

### Layered Elastic Analysis by Everstress® 5.0

Title: Estrutura 412 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.100	7469.00
2	.20	13.960	38267.00
3	.20	11.480	10922.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					Sxy (kPa)
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	
.010	1	-498.03	-540.72	-560.00	.00	-.08	.00
5.090	1	-420.39	-426.11	-557.93	.00	70.50	.00
19.000	2	556.40	641.12	-127.58	.00	63.49	.00
30.520	3	401.00	429.02	-11.41	.00	1.00	.00
30.540	4	-1.54	-1.31	-11.40	.00	.85	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections			Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )			
.010	1	-22.47	-29.90	-33.25	2.107	.000	157.928
5.090	1	-16.76	-17.76	-40.70	1.243	.000	156.076
19.000	2	11.86	14.51	-9.59	-.952	.000	154.990
30.520	3	29.07	32.15	-16.24	-2.268	.000	153.314
30.540	4	29.11	32.20	-104.05	-2.271	.000	153.310

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains			E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)			
.010	1	-560.00	-540.72	-498.03	-33.25	-29.90	-22.47
5.090	1	-587.64	-426.11	-390.67	-45.87	-17.76	-11.59
19.000	2	-133.43	562.25	641.12	-9.78	12.04	14.51
30.520	3	-11.41	401.00	429.02	-16.24	29.07	32.15
30.540	4	-11.47	-1.47	-1.31	-105.02	30.09	32.20

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					Sxy (kPa)
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	
.010	1	-497.30	-540.53	-560.00	.00	.08	.00
5.090	1	-420.52	-426.24	-558.50	.00	-71.27	.00
19.000	2	555.85	640.89	-127.45	.00	-63.83	.00
30.520	3	400.72	428.87	-11.40	.00	-1.01	.00
30.540	4	-1.54	-1.31	-11.40	.00	-.85	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections			Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )			
.010	1	-22.38	-29.90	-33.29	-2.120	.000	157.921
5.090	1	-16.75	-17.74	-40.77	-1.250	.000	156.066
19.000	2	11.84	14.51	-9.59	.958	.000	154.981
30.520	3	29.04	32.14	-16.24	2.282	.000	153.305
30.540	4	29.09	32.19	-104.01	2.285	.000	153.302

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains			E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)			
.010	1	-560.00	-540.53	-497.30	-33.29	-29.90	-22.38
5.090	1	-588.70	-426.24	-390.32	-46.02	-17.74	-11.49
19.000	2	-133.36	561.76	640.89	-9.77	12.03	14.51
30.520	3	-11.41	400.72	428.87	-16.24	29.04	32.14
30.540	4	-11.47	-1.47	-1.31	-105.00	30.07	32.19

### Layered Elastic Analysis by Everstress® 5.0

Title: Estrutura 513 - TSC  
No of Layers: 3

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.870	8836.00
2	.20	25.000	30660.00
3	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-479.57	-533.30	-560.00	.00	-.09	.00
5.860	1	-408.53	-404.92	-562.02	.00	77.15	.00
5.880	2	-649.00	-636.36	-561.89	.00	77.40	.00
30.869	2	659.24	707.78	-8.49	.00	.54	.00
30.890	3	-1.89	-1.75	-8.49	.00	.53	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-17.15	-25.06	-28.99	1.735	.000	136.794
5.860	1	-13.41	-12.87	-35.99	.950	.000	134.884
5.880	2	-13.35	-12.86	-9.94	.948	.000	134.880
30.869	2	16.94	18.84	-9.19	-1.324	.000	132.743
30.890	3	16.94	18.84	-72.14	-1.324	.000	132.729

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-560.00	-533.30	-479.57	-28.99	-25.06	-17.15
5.860	1	-594.09	-404.92	-376.46	-40.71	-12.87	-8.69
5.880	2	-694.25	-636.36	-516.63	-15.12	-12.86	-8.17
30.869	2	-8.49	659.24	707.78	-9.19	16.94	18.84
30.890	3	-8.53	-1.85	-1.75	-72.70	17.50	18.84

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-478.97	-533.30	-560.00	.00	.09	.00
5.860	1	-408.65	-405.01	-562.58	.00	-77.91	.00
5.880	2	-648.75	-636.02	-562.45	.00	-78.16	.00
30.869	2	658.75	707.53	-8.49	.00	-.54	.00
30.890	3	-1.89	-1.75	-8.48	.00	-.53	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-17.09	-25.08	-29.01	-1.746	.000	136.790
5.860	1	-13.40	-12.86	-36.04	-.955	.000	134.878
5.880	2	-13.34	-12.84	-9.96	-.954	.000	134.874
30.869	2	16.93	18.83	-9.19	1.332	.000	132.737
30.890	3	16.92	18.83	-72.11	1.332	.000	132.723

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-560.00	-533.30	-478.97	-29.01	-25.08	-17.09
5.860	1	-595.13	-405.01	-376.10	-40.83	-12.86	-8.61
5.880	2	-694.88	-636.02	-516.32	-15.15	-12.84	-8.16
30.869	2	-8.49	658.75	707.53	-9.19	16.93	18.83
30.890	3	-8.53	-1.85	-1.75	-72.68	17.49	18.83

**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Title: Estrutura 514 - TSC  
No of Layers: 3

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.870	8836.00
2	.20	25.000	21514.00
3	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                                  X-Position (cm): .000                                  Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-552.01	-620.55	-560.00	.00	-.06	.00
5.860	1	-434.03	-424.92	-556.02	.00	84.04	.00
5.880	2	-556.79	-533.26	-555.84	.00	84.28	.00
30.869	2	595.82	641.75	-10.19	.00	.71	.00
30.890	3	-2.03	-1.84	-10.19	.00	.69	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10^-6)	Eyy (10^-6)	Ezz (10^-6)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-22.39	-32.47	-23.57	2.184	.000	149.640
5.860	1	-15.82	-14.47	-33.76	1.095	.000	147.938
5.880	2	-15.76	-14.44	-15.70	1.093	.000	147.933
30.869	2	21.82	24.39	-11.98	-1.709	.000	144.910
30.890	3	21.82	24.38	-88.37	-1.709	.000	144.893

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10^-6)	E2 (10^-6)	E3 (10^-6)
.010	1	-620.55	-560.00	-552.01	-32.47	-23.57	-22.39
5.860	1	-598.87	-424.92	-391.18	-40.07	-14.47	-9.51
5.880	2	-640.59	-533.26	-472.04	-20.43	-14.44	-11.03
30.869	2	-10.20	595.82	641.75	-11.98	21.82	24.39
30.890	3	-10.25	-1.97	-1.84	-89.15	22.61	24.38

Location No: 2                                  X-Position (cm): 15.000                                  Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-551.42	-620.60	-560.00	.00	.06	.00
5.860	1	-434.08	-424.91	-556.54	.00	-84.83	.00
5.880	2	-556.56	-532.89	-556.35	.00	-85.07	.00
30.869	2	595.36	641.51	-10.19	.00	-.71	.00
30.890	3	-2.03	-1.84	-10.19	.00	-.70	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10^-6)	Eyy (10^-6)	Ezz (10^-6)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-22.32	-32.50	-23.58	-2.199	.000	149.633
5.860	1	-15.80	-14.45	-33.82	-1.102	.000	147.929
5.880	2	-15.74	-14.42	-15.73	-1.100	.000	147.925
30.869	2	21.80	24.38	-11.97	1.720	.000	144.903
30.890	3	21.80	24.37	-88.34	1.719	.000	144.885

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10^-6)	E2 (10^-6)	E3 (10^-6)
.010	1	-620.60	-560.00	-551.42	-32.50	-23.58	-22.32
5.860	1	-599.93	-424.91	-390.69	-40.21	-14.45	-9.42
5.880	2	-641.52	-532.89	-471.39	-20.48	-14.42	-10.99
30.869	2	-10.19	595.36	641.51	-11.97	21.80	24.38
30.890	3	-10.25	-1.97	-1.84	-89.13	22.60	24.37



### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 616 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	4.810	12828.00
2	.20	15.650	37713.00
3	.20	8.860	26777.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1      X-Position (cm): .000      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-587.33	-645.10	-560.00	.00	-.05	.00
4.800	1	-477.88	-478.31	-557.19	.00	71.75	.00
20.440	2	322.58	361.92	-118.71	.00	73.98	.00
29.300	3	615.32	661.23	-8.64	.00	.81	.00
29.320	4	-1.78	-1.63	-8.64	.00	.55	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-17.60	-23.46	-14.83	1.599	.000	136.554
4.800	1	-13.04	-13.08	-21.07	.937	.000	135.706
20.440	2	7.26	8.52	-6.78	-.575	.000	134.501
29.300	3	18.11	20.16	-9.86	-1.415	.000	133.785
29.320	4	18.14	20.20	-74.48	-1.418	.000	133.783

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-645.10	-587.33	-560.00	-23.46	-17.60	-14.83
4.800	1	-599.51	-478.31	-435.56	-25.36	-13.08	-8.75
20.440	2	-130.79	334.66	361.92	-7.16	7.65	8.52
29.300	3	-8.64	615.32	661.23	-9.86	18.11	20.16
29.320	4	-8.68	-1.74	-1.63	-75.08	18.74	20.20

Location No: 2      X-Position (cm): 15.000      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-586.63	-644.98	-560.00	.00	.05	.00
4.800	1	-477.97	-478.36	-557.69	.00	-72.54	.00
20.440	2	322.32	361.82	-118.58	.00	-74.37	.00
29.300	3	614.87	661.00	-8.64	.00	-.81	.00
29.320	4	-1.78	-1.63	-8.64	.00	-.56	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-17.55	-23.46	-14.85	-1.609	.000	136.549
4.800	1	-13.03	-13.07	-21.11	-.942	.000	135.700
20.440	2	7.26	8.51	-6.77	.579	.000	134.495
29.300	3	18.09	20.16	-9.85	1.424	.000	133.779
29.320	4	18.12	20.19	-74.45	1.426	.000	133.777

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-644.98	-586.63	-560.00	-23.46	-17.55	-14.85
4.800	1	-600.60	-478.36	-435.06	-25.46	-13.07	-8.68
20.440	2	-130.79	334.53	361.82	-7.16	7.65	8.51
29.300	3	-8.64	614.87	661.00	-9.85	18.09	20.16
29.320	4	-8.68	-1.74	-1.63	-75.06	18.73	20.19

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 617 - TSC  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 2

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	4.810	12828.00
2	.20	15.650	21938.00
3	.20	8.860	26777.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760

Location No: 1                      X-Position (cm): .000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-678.84	-763.91	-560.00	.00	-.01	.00
4.800	1	-518.99	-506.56	-555.49	.00	80.04	.00
20.440	2	147.24	167.95	-133.66	.00	79.69	.00
29.300	3	675.31	729.82	-9.80	.00	.95	.00
29.320	4	-2.12	-1.94	-9.79	.00	.65	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-21.96	-30.58	-9.91	2.011	.000	145.410
4.800	1	-15.62	-14.36	-19.32	1.068	.000	144.711
20.440	2	6.40	7.53	-8.97	.510	.000	142.591
29.300	3	19.84	22.28	-10.86	-1.556	.000	141.833
29.320	4	19.88	22.33	-83.75	-1.560	.000	141.831

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-763.91	-678.84	-560.00	-30.58	-21.96	-9.91
4.800	1	-619.33	-506.56	-455.14	-25.79	-14.36	-9.15
20.440	2	-154.70	167.95	168.27	-10.12	7.53	7.55
29.300	3	-9.80	675.31	729.82	-10.86	19.84	22.28
29.320	4	-9.85	-2.06	-1.94	-84.49	20.62	22.33

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-678.20	-763.95	-560.00	.00	.01	.00
4.800	1	-519.01	-506.47	-555.95	.00	-80.87	.00
20.440	2	147.13	167.92	-133.51	.00	-80.11	.00
29.300	3	674.77	729.55	-9.80	.00	-.96	.00
29.320	4	-2.12	-1.94	-9.79	.00	-.65	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-21.91	-30.60	-9.93	-2.024	.000	145.403
4.800	1	-15.61	-14.34	-19.36	-1.075	.000	144.703
20.440	2	6.39	7.53	-8.96	.510	.000	142.583
29.300	3	19.82	22.28	-10.85	1.566	.000	141.826
29.320	4	19.86	22.32	-83.72	1.569	.000	141.824

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-763.95	-678.20	-560.00	-30.60	-21.91	-9.93
4.800	1	-620.43	-506.47	-454.52	-25.89	-14.34	-9.08
20.440	2	-154.76	167.92	168.39	-10.12	7.53	7.56
29.300	3	-9.80	674.78	729.55	-10.85	19.82	22.28
29.320	4	-9.85	-2.06	-1.94	-84.47	20.61	22.32

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Estrutura 618 - TSC		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 2			
No of Layers: 4							
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)				
1	.30	4.810	12828.00				
2	.20	15.650	32687.00				
3	.20	8.860	26777.00				
4	.35		100.00				
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)		
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795		
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.760		
<hr/>							
Location No: 1		X-Position (cm): .000		Y-Position (cm): .000			
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-610.27	-674.33	-560.00	.00	-.04	.00
4.800	1	-489.40	-487.46	-556.71	.00	73.92	.00
20.440	2	268.84	302.63	-123.06	.00	75.93	.00
29.300	3	632.44	680.64	-8.94	.00	.85	.00
29.320	4	-1.86	-1.70	-8.94	.00	.58	.00
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-18.71	-25.20	-13.61	1.701	.000	138.885
4.800	1	-13.73	-13.53	-20.55	.976	.000	138.076
20.440	2	7.13	8.37	-7.26	-.564	.000	136.678
29.300	3	18.60	20.76	-10.14	-1.455	.000	135.947
29.320	4	18.64	20.80	-76.94	-1.458	.000	135.945
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-674.33	-610.27	-560.00	-25.20	-18.71	-13.61
4.800	1	-604.27	-487.46	-441.83	-25.37	-13.53	-8.91
20.440	2	-137.26	283.04	302.63	-7.78	7.65	8.37
29.300	3	-8.94	632.44	680.64	-10.14	18.60	20.76
29.320	4	-8.99	-1.81	-1.70	-77.57	19.27	20.80
<hr/>							
Location No: 2		X-Position (cm): 15.000		Y-Position (cm): .000			
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.010	1	-609.59	-674.25	-560.00	.00	.04	.00
4.800	1	-489.48	-487.48	-557.20	.00	-74.72	.00
20.440	2	268.63	302.55	-122.92	.00	-76.33	.00
29.300	3	631.96	680.40	-8.94	.00	-.85	.00
29.320	4	-1.86	-1.70	-8.94	.00	-.58	.00
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.010	1	-18.66	-25.21	-13.63	-1.712	.000	138.879
4.800	1	-13.73	-13.52	-20.59	-.982	.000	138.069
20.440	2	7.12	8.36	-7.26	.568	.000	136.671
29.300	3	18.59	20.76	-10.14	1.464	.000	135.941
29.320	4	18.62	20.80	-76.91	1.467	.000	135.939
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.010	1	-674.25	-609.59	-560.00	-25.21	-18.66	-13.63
4.800	1	-605.38	-487.48	-441.30	-25.47	-13.52	-8.84
20.440	2	-137.27	282.98	302.55	-7.78	7.65	8.36
29.300	3	-8.94	631.97	680.40	-10.14	18.59	20.76
29.320	4	-8.99	-1.81	-1.70	-77.56	19.26	20.80

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Bacia 0 + 380  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 8

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.360	10818.00
2	.20	10.622	28973.00
3	.20	14.164	34284.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.795

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-539.68	-601.02	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-539.68	-601.02	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-539.68	-601.02	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-539.68	-601.02	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-539.68	-601.02	-560.00	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-17.69	-25.06	-20.13	-1.708	.000	135.474
.000	1	-17.69	-25.06	-20.13	-1.708	.000	135.474
.000	1	-17.69	-25.06	-20.13	-1.708	.000	135.474
.000	1	-17.69	-25.06	-20.13	-1.708	.000	135.474
.000	1	-17.69	-25.06	-20.13	-1.708	.000	135.474

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-601.02	-560.00	-539.68	-25.06	-20.13	-17.69
.000	1	-601.02	-560.00	-539.68	-25.06	-20.13	-17.69
.000	1	-601.02	-560.00	-539.68	-25.06	-20.13	-17.69
.000	1	-601.02	-560.00	-539.68	-25.06	-20.13	-17.69
.000	1	-601.02	-560.00	-539.68	-25.06	-20.13	-17.69

Location No: 2

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): 25.000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-231.94	-184.09	.00	.00	.00	14.35
.000	1	-231.94	-184.09	.00	.00	.00	14.35
.000	1	-231.94	-184.09	.00	.00	.00	14.35
.000	1	-231.94	-184.09	.00	.00	.00	14.35
.000	1	-231.94	-184.09	.00	.00	.00	14.35

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-16.34	-10.58	11.54	-1.258	-4.342	127.000
.000	1	-16.34	-10.58	11.54	-1.258	-4.342	127.000
.000	1	-16.34	-10.58	11.54	-1.258	-4.342	127.000
.000	1	-16.34	-10.58	11.54	-1.258	-4.342	127.000
.000	1	-16.34	-10.58	11.54	-1.258	-4.342	127.000

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-235.91	-180.11	.00	-16.81	-10.11	11.54
.000	1	-235.91	-180.11	.00	-16.81	-10.11	11.54
.000	1	-235.91	-180.11	.00	-16.81	-10.11	11.54
.000	1	-235.91	-180.11	.00	-16.81	-10.11	11.54
.000	1	-235.91	-180.11	.00	-16.81	-10.11	11.54

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Location No: 3		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 40.000		
Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-183.36	-124.40	.00	.00	.00	11.11
.000	1	-183.36	-124.40	.00	.00	.00	11.11
.000	1	-183.36	-124.40	.00	.00	.00	11.11
.000	1	-183.36	-124.40	.00	.00	.00	11.11
.000	1	-183.36	-124.40	.00	.00	.00	11.11
Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-13.50	-6.41	8.53	-1.030	-5.600	121.981
.000	1	-13.50	-6.41	8.53	-1.030	-5.600	121.981
.000	1	-13.50	-6.41	8.53	-1.030	-5.600	121.981
.000	1	-13.50	-6.41	8.53	-1.030	-5.600	121.981
.000	1	-13.50	-6.41	8.53	-1.030	-5.600	121.981
Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-185.38	-122.37	.00	-13.74	-6.17	8.53
.000	1	-185.38	-122.37	.00	-13.74	-6.17	8.53
.000	1	-185.38	-122.37	.00	-13.74	-6.17	8.53
.000	1	-185.38	-122.37	.00	-13.74	-6.17	8.53
.000	1	-185.38	-122.37	.00	-13.74	-6.17	8.53
Location No: 4		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 60.000		
Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-135.46	-70.55	.00	.00	.00	8.11
.000	1	-135.46	-70.55	.00	.00	.00	8.11
.000	1	-135.46	-70.55	.00	.00	.00	8.11
.000	1	-135.46	-70.55	.00	.00	.00	8.11
.000	1	-135.46	-70.55	.00	.00	.00	8.11
Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-10.57	-2.77	5.71	-801	-6.485	114.365
.000	1	-10.57	-2.77	5.71	-801	-6.485	114.365
.000	1	-10.57	-2.77	5.71	-801	-6.485	114.365
.000	1	-10.57	-2.77	5.71	-801	-6.485	114.365
.000	1	-10.57	-2.77	5.71	-801	-6.485	114.365
Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-136.46	-69.56	.00	-10.69	-2.65	5.71
.000	1	-136.46	-69.56	.00	-10.69	-2.65	5.71
.000	1	-136.46	-69.56	.00	-10.69	-2.65	5.71
.000	1	-136.46	-69.56	.00	-10.69	-2.65	5.71
.000	1	-136.46	-69.56	.00	-10.69	-2.65	5.71
Location No: 5		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 80.000		
Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-101.72	-37.20	.00	.00	.00	6.04
.000	1	-101.72	-37.20	.00	.00	.00	6.04
.000	1	-101.72	-37.20	.00	.00	.00	6.04
.000	1	-101.72	-37.20	.00	.00	.00	6.04
.000	1	-101.72	-37.20	.00	.00	.00	6.04
Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-8.37	-.62	3.85	-.633	-6.806	106.286



**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-20.91	18.21	.00	.00	.00	1.46
.000	1	-20.91	18.21	.00	.00	.00	1.46
.000	1	-20.91	18.21	.00	.00	.00	1.46
.000	1	-20.91	18.21	.00	.00	.00	1.46
.000	1	-20.91	18.21	.00	.00	.00	1.46

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-2.44	2.26	.07	-183	-4.902	63.572
.000	1	-2.44	2.26	.07	-183	-4.902	63.572
.000	1	-2.44	2.26	.07	-183	-4.902	63.572
.000	1	-2.44	2.26	.07	-183	-4.902	63.572
.000	1	-2.44	2.26	.07	-183	-4.902	63.572

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-20.96	.00	18.26	-2.44	.07	2.27
.000	1	-20.96	.00	18.26	-2.44	.07	2.27
.000	1	-20.96	.00	18.26	-2.44	.07	2.27
.000	1	-20.96	.00	18.26	-2.44	.07	2.27
.000	1	-20.96	.00	18.26	-2.44	.07	2.27

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Bacia 0 + 740		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 8			
No of Layers: 4							
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)				
1	.30	5.620	11305.00				
2	.20	16.630	24425.00				
3	.20	9.230	21097.00				
4	.35		100.00				
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)		
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795		
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.795		
Location No: 1		X-Position (cm): 15.000		Y-Position (cm): .000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-594.38	-669.15	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-594.38	-669.15	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-594.38	-669.15	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-594.38	-669.15	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-594.38	-669.15	-560.00	.00	.00	.00
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-19.96	-28.56	-16.01	-1.915	.000	141.679
.000	1	-19.96	-28.56	-16.01	-1.915	.000	141.679
.000	1	-19.96	-28.56	-16.01	-1.915	.000	141.679
.000	1	-19.96	-28.56	-16.01	-1.915	.000	141.679
.000	1	-19.96	-28.56	-16.01	-1.915	.000	141.679
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-669.15	-594.38	-560.00	-28.56	-19.96	-16.01
.000	1	-669.15	-594.38	-560.00	-28.56	-19.96	-16.01
.000	1	-669.15	-594.38	-560.00	-28.56	-19.96	-16.01
.000	1	-669.15	-594.38	-560.00	-28.56	-19.96	-16.01
.000	1	-669.15	-594.38	-560.00	-28.56	-19.96	-16.01
Location No: 2		X-Position (cm): 15.000		Y-Position (cm): 25.000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-261.71	-202.58	.00	.00	.00	17.52
.000	1	-261.71	-202.58	.00	.00	.00	17.52
.000	1	-261.71	-202.58	.00	.00	.00	17.52
.000	1	-261.71	-202.58	.00	.00	.00	17.52
.000	1	-261.71	-202.58	.00	.00	.00	17.52
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-17.77	-10.97	12.32	-1.371	-4.746	132.136
.000	1	-17.77	-10.97	12.32	-1.371	-4.746	132.136
.000	1	-17.77	-10.97	12.32	-1.371	-4.746	132.136
.000	1	-17.77	-10.97	12.32	-1.371	-4.746	132.136
.000	1	-17.77	-10.97	12.32	-1.371	-4.746	132.136
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-266.51	-197.77	.00	-18.33	-10.42	12.32
.000	1	-266.51	-197.77	.00	-18.33	-10.42	12.32
.000	1	-266.51	-197.77	.00	-18.33	-10.42	12.32
.000	1	-266.51	-197.77	.00	-18.33	-10.42	12.32
.000	1	-266.51	-197.77	.00	-18.33	-10.42	12.32

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Location No: 3		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 40.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-204.69	-134.88	.00	.00	.00	13.11
.000	1	-204.69	-134.88	.00	.00	.00	13.11
.000	1	-204.69	-134.88	.00	.00	.00	13.11
.000	1	-204.69	-134.88	.00	.00	.00	13.11
.000	1	-204.69	-134.88	.00	.00	.00	13.11
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-14.53	-6.50	9.01	-1.109	-6.037	126.432
.000	1	-14.53	-6.50	9.01	-1.109	-6.037	126.432
.000	1	-14.53	-6.50	9.01	-1.109	-6.037	126.432
.000	1	-14.53	-6.50	9.01	-1.109	-6.037	126.432
.000	1	-14.53	-6.50	9.01	-1.109	-6.037	126.432
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-207.07	-132.50	.00	-14.80	-6.23	9.01
.000	1	-207.07	-132.50	.00	-14.80	-6.23	9.01
.000	1	-207.07	-132.50	.00	-14.80	-6.23	9.01
.000	1	-207.07	-132.50	.00	-14.80	-6.23	9.01
.000	1	-207.07	-132.50	.00	-14.80	-6.23	9.01
<b>Location No: 4</b>							
			X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 60.000	
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-149.57	-74.48	.00	.00	.00	9.38
.000	1	-149.57	-74.48	.00	.00	.00	9.38
.000	1	-149.57	-74.48	.00	.00	.00	9.38
.000	1	-149.57	-74.48	.00	.00	.00	9.38
.000	1	-149.57	-74.48	.00	.00	.00	9.38
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-11.25	-2.62	5.95	-854	-6.914	117.943
.000	1	-11.25	-2.62	5.95	-854	-6.914	117.943
.000	1	-11.25	-2.62	5.95	-854	-6.914	117.943
.000	1	-11.25	-2.62	5.95	-854	-6.914	117.943
.000	1	-11.25	-2.62	5.95	-854	-6.914	117.943
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-150.73	-73.33	.00	-11.39	-2.49	5.95
.000	1	-150.73	-73.33	.00	-11.39	-2.49	5.95
.000	1	-150.73	-73.33	.00	-11.39	-2.49	5.95
.000	1	-150.73	-73.33	.00	-11.39	-2.49	5.95
.000	1	-150.73	-73.33	.00	-11.39	-2.49	5.95
<b>Location No: 5</b>							
			X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 80.000	
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-111.14	-37.32	.00	.00	.00	6.91
.000	1	-111.14	-37.32	.00	.00	.00	6.91
.000	1	-111.14	-37.32	.00	.00	.00	6.91
.000	1	-111.14	-37.32	.00	.00	.00	6.91
.000	1	-111.14	-37.32	.00	.00	.00	6.91
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-8.84	-.35	3.94	-669	-7.192	109.060



**Layered Elastic Analysis by Everstress® 5.0**

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)			
.000	1	-21.53	21.16	.00	.00	.00	1.60	
.000	1	-21.53	21.16	.00	.00	.00	1.60	
.000	1	-21.53	21.16	.00	.00	.00	1.60	
.000	1	-21.53	21.16	.00	.00	.00	1.60	
.000	1	-21.53	21.16	.00	.00	.00	1.60	

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections			Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )			
.000	1	-2.47	2.44	.01	-.185	-4.960	63.570
.000	1	-2.47	2.44	.01	-.185	-4.960	63.570
.000	1	-2.47	2.44	.01	-.185	-4.960	63.570
.000	1	-2.47	2.44	.01	-.185	-4.960	63.570
.000	1	-2.47	2.44	.01	-.185	-4.960	63.570

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains			E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)			
.000	1	-21.59	.00	21.22	-2.47	.01	2.45
.000	1	-21.59	.00	21.22	-2.47	.01	2.45
.000	1	-21.59	.00	21.22	-2.47	.01	2.45
.000	1	-21.59	.00	21.22	-2.47	.01	2.45
.000	1	-21.59	.00	21.22	-2.47	.01	2.45



### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Location No: 3		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 40.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-286.17	-167.52	.00	.00	.00	22.19
.000	1	-286.17	-167.52	.00	.00	.00	22.19
.000	1	-286.17	-167.52	.00	.00	.00	22.19
.000	1	-286.17	-167.52	.00	.00	.00	22.19
.000	1	-286.17	-167.52	.00	.00	.00	22.19
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-19.99	-6.92	11.53	-1.531	-8.361	151.428
.000	1	-19.99	-6.92	11.53	-1.531	-8.361	151.428
.000	1	-19.99	-6.92	11.53	-1.531	-8.361	151.428
.000	1	-19.99	-6.92	11.53	-1.531	-8.361	151.428
.000	1	-19.99	-6.92	11.53	-1.531	-8.361	151.428
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-290.18	-163.50	.00	-20.43	-6.48	11.53
.000	1	-290.18	-163.50	.00	-20.43	-6.48	11.53
.000	1	-290.18	-163.50	.00	-20.43	-6.48	11.53
.000	1	-290.18	-163.50	.00	-20.43	-6.48	11.53
.000	1	-290.18	-163.50	.00	-20.43	-6.48	11.53
Location No: 4		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 60.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-197.72	-76.18	.00	.00	.00	15.14
.000	1	-197.72	-76.18	.00	.00	.00	15.14
.000	1	-197.72	-76.18	.00	.00	.00	15.14
.000	1	-197.72	-76.18	.00	.00	.00	15.14
.000	1	-197.72	-76.18	.00	.00	.00	15.14
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-14.81	-1.43	6.96	-1.126	-9.139	137.660
.000	1	-14.81	-1.43	6.96	-1.126	-9.139	137.660
.000	1	-14.81	-1.43	6.96	-1.126	-9.139	137.660
.000	1	-14.81	-1.43	6.96	-1.126	-9.139	137.660
.000	1	-14.81	-1.43	6.96	-1.126	-9.139	137.660
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-199.58	-74.32	.00	-15.02	-1.22	6.96
.000	1	-199.58	-74.32	.00	-15.02	-1.22	6.96
.000	1	-199.58	-74.32	.00	-15.02	-1.22	6.96
.000	1	-199.58	-74.32	.00	-15.02	-1.22	6.96
.000	1	-199.58	-74.32	.00	-15.02	-1.22	6.96
Location No: 5		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 80.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-138.99	-24.29	.00	.00	.00	10.72
.000	1	-138.99	-24.29	.00	.00	.00	10.72
.000	1	-138.99	-24.29	.00	.00	.00	10.72
.000	1	-138.99	-24.29	.00	.00	.00	10.72
.000	1	-138.99	-24.29	.00	.00	.00	10.72
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-11.16	1.47	4.15	-.845	-9.103	123.960



**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-19.42	32.89	.00	.00	.00	1.96
.000	1	-19.42	32.89	.00	.00	.00	1.96
.000	1	-19.42	32.89	.00	.00	.00	1.96
.000	1	-19.42	32.89	.00	.00	.00	1.96
.000	1	-19.42	32.89	.00	.00	.00	1.96

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-2.48	3.28	-.34	-.187	-4.994	63.262
.000	1	-2.48	3.28	-.34	-.187	-4.994	63.262
.000	1	-2.48	3.28	-.34	-.187	-4.994	63.262
.000	1	-2.48	3.28	-.34	-.187	-4.994	63.262
.000	1	-2.48	3.28	-.34	-.187	-4.994	63.262

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-19.49	.00	32.96	-2.49	-.34	3.29
.000	1	-19.49	.00	32.96	-2.49	-.34	3.29
.000	1	-19.49	.00	32.96	-2.49	-.34	3.29
.000	1	-19.49	.00	32.96	-2.49	-.34	3.29
.000	1	-19.49	.00	32.96	-2.49	-.34	3.29

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Bacia 1 + 820  
No of Layers: 4

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 8

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)
1	.30	5.100	7469.00
2	.20	13.960	38267.00
3	.20	11.480	10922.00
4	.35		100.00

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.795

Location No: 1                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-498.20	-541.75	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-498.20	-541.75	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-498.20	-541.75	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-498.20	-541.75	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-498.20	-541.75	-560.00	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-22.45	-30.03	-33.21	-2.123	.000	158.427
.000	1	-22.45	-30.03	-33.21	-2.123	.000	158.427
.000	1	-22.45	-30.03	-33.21	-2.123	.000	158.427
.000	1	-22.45	-30.03	-33.21	-2.123	.000	158.427
.000	1	-22.45	-30.03	-33.21	-2.123	.000	158.427

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-560.00	-541.75	-498.20	-33.21	-30.03	-22.45
.000	1	-560.00	-541.75	-498.20	-33.21	-30.03	-22.45
.000	1	-560.00	-541.75	-498.20	-33.21	-30.03	-22.45
.000	1	-560.00	-541.75	-498.20	-33.21	-30.03	-22.45
.000	1	-560.00	-541.75	-498.20	-33.21	-30.03	-22.45

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): 25.000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-199.84	-153.41	.00	.00	.00	14.46
.000	1	-199.84	-153.41	.00	.00	.00	14.46
.000	1	-199.84	-153.41	.00	.00	.00	14.46
.000	1	-199.84	-153.41	.00	.00	.00	14.46
.000	1	-199.84	-153.41	.00	.00	.00	14.46

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-20.59	-12.51	14.19	-1.594	-5.526	147.232
.000	1	-20.59	-12.51	14.19	-1.594	-5.526	147.232
.000	1	-20.59	-12.51	14.19	-1.594	-5.526	147.232
.000	1	-20.59	-12.51	14.19	-1.594	-5.526	147.232
.000	1	-20.59	-12.51	14.19	-1.594	-5.526	147.232

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-203.97	-149.28	.00	-21.31	-11.79	14.19
.000	1	-203.97	-149.28	.00	-21.31	-11.79	14.19
.000	1	-203.97	-149.28	.00	-21.31	-11.79	14.19
.000	1	-203.97	-149.28	.00	-21.31	-11.79	14.19
.000	1	-203.97	-149.28	.00	-21.31	-11.79	14.19

### Layered Elastic Analysis by Everstress® 5.0

Location No: 3		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 40.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-150.03	-90.69	.00	.00	.00	11.12
.000	1	-150.03	-90.69	.00	.00	.00	11.12
.000	1	-150.03	-90.69	.00	.00	.00	11.12
.000	1	-150.03	-90.69	.00	.00	.00	11.12
.000	1	-150.03	-90.69	.00	.00	.00	11.12
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-16.44	-6.12	9.67	-1.259	-6.868	139.755
.000	1	-16.44	-6.12	9.67	-1.259	-6.868	139.755
.000	1	-16.44	-6.12	9.67	-1.259	-6.868	139.755
.000	1	-16.44	-6.12	9.67	-1.259	-6.868	139.755
.000	1	-16.44	-6.12	9.67	-1.259	-6.868	139.755
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-152.04	-88.68	.00	-16.79	-5.77	9.67
.000	1	-152.04	-88.68	.00	-16.79	-5.77	9.67
.000	1	-152.04	-88.68	.00	-16.79	-5.77	9.67
.000	1	-152.04	-88.68	.00	-16.79	-5.77	9.67
.000	1	-152.04	-88.68	.00	-16.79	-5.77	9.67
<b>Location No: 4</b>							
		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 60.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-105.43	-44.29	.00	.00	.00	7.62
.000	1	-105.43	-44.29	.00	.00	.00	7.62
.000	1	-105.43	-44.29	.00	.00	.00	7.62
.000	1	-105.43	-44.29	.00	.00	.00	7.62
.000	1	-105.43	-44.29	.00	.00	.00	7.62
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-12.34	-1.70	6.01	-.937	-7.601	128.703
.000	1	-12.34	-1.70	6.01	-.937	-7.601	128.703
.000	1	-12.34	-1.70	6.01	-.937	-7.601	128.703
.000	1	-12.34	-1.70	6.01	-.937	-7.601	128.703
.000	1	-12.34	-1.70	6.01	-.937	-7.601	128.703
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-106.36	-43.36	.00	-12.50	-1.53	6.01
.000	1	-106.36	-43.36	.00	-12.50	-1.53	6.01
.000	1	-106.36	-43.36	.00	-12.50	-1.53	6.01
.000	1	-106.36	-43.36	.00	-12.50	-1.53	6.01
.000	1	-106.36	-43.36	.00	-12.50	-1.53	6.01
<b>Location No: 5</b>							
		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 80.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-75.63	-17.53	.00	.00	.00	5.43
.000	1	-75.63	-17.53	.00	.00	.00	5.43
.000	1	-75.63	-17.53	.00	.00	.00	5.43
.000	1	-75.63	-17.53	.00	.00	.00	5.43
.000	1	-75.63	-17.53	.00	.00	.00	5.43
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-9.42	.69	3.74	-.713	-7.679	117.368



**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-11.86	17.01	.00	.00	.00	1.08
.000	1	-11.86	17.01	.00	.00	.00	1.08
.000	1	-11.86	17.01	.00	.00	.00	1.08
.000	1	-11.86	17.01	.00	.00	.00	1.08
.000	1	-11.86	17.01	.00	.00	.00	1.08

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-2.27	2.75	-21	-.171	-4.570	63.515
.000	1	-2.27	2.75	-21	-.171	-4.570	63.515
.000	1	-2.27	2.75	-21	-.171	-4.570	63.515
.000	1	-2.27	2.75	-21	-.171	-4.570	63.515
.000	1	-2.27	2.75	-21	-.171	-4.570	63.515

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-11.90	.00	17.05	-2.28	-.21	2.76
.000	1	-11.90	.00	17.05	-2.28	-.21	2.76
.000	1	-11.90	.00	17.05	-2.28	-.21	2.76
.000	1	-11.90	.00	17.05	-2.28	-.21	2.76
.000	1	-11.90	.00	17.05	-2.28	-.21	2.76

### Layered Elastic Analysis by Everstress® 5.0

Title: Bacia 2 + 720		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 8	
No of Layers: 3					
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)		Moduli(1) (MPa)	
1	.30	5.870		8836.00	
2	.20	25.000		25092.00	
3	.35			100.00	
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.795

Location No: 1		X-Position (cm): 15.000		Y-Position (cm): .000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-519.58	-582.27	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-519.58	-582.27	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-519.58	-582.27	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-519.58	-582.27	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-519.58	-582.27	-560.00	.00	.00	.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-20.02	-29.24	-25.97	-1.998	.000	144.445
.000	1	-20.02	-29.24	-25.97	-1.998	.000	144.445
.000	1	-20.02	-29.24	-25.97	-1.998	.000	144.445
.000	1	-20.02	-29.24	-25.97	-1.998	.000	144.445
.000	1	-20.02	-29.24	-25.97	-1.998	.000	144.445

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-582.27	-560.00	-519.58	-29.24	-25.97	-20.02
.000	1	-582.27	-560.00	-519.58	-29.24	-25.97	-20.02
.000	1	-582.27	-560.00	-519.58	-29.24	-25.97	-20.02
.000	1	-582.27	-560.00	-519.58	-29.24	-25.97	-20.02
.000	1	-582.27	-560.00	-519.58	-29.24	-25.97	-20.02

Location No: 2		X-Position (cm): 15.000		Y-Position (cm): 25.000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-218.75	-172.48	.00	.00	.00	14.00
.000	1	-218.75	-172.48	.00	.00	.00	14.00
.000	1	-218.75	-172.48	.00	.00	.00	14.00
.000	1	-218.75	-172.48	.00	.00	.00	14.00
.000	1	-218.75	-172.48	.00	.00	.00	14.00

Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-18.90	-12.09	13.28	-1.457	-5.034	134.152
.000	1	-18.90	-12.09	13.28	-1.457	-5.034	134.152
.000	1	-18.90	-12.09	13.28	-1.457	-5.034	134.152
.000	1	-18.90	-12.09	13.28	-1.457	-5.034	134.152
.000	1	-18.90	-12.09	13.28	-1.457	-5.034	134.152

Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-222.66	-168.58	.00	-19.48	-11.52	13.28
.000	1	-222.66	-168.58	.00	-19.48	-11.52	13.28
.000	1	-222.66	-168.58	.00	-19.48	-11.52	13.28
.000	1	-222.66	-168.58	.00	-19.48	-11.52	13.28
.000	1	-222.66	-168.58	.00	-19.48	-11.52	13.28

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Location No: 3		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 40.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-170.97	-113.27	.00	.00	.00	10.86
.000	1	-170.97	-113.27	.00	.00	.00	10.86
.000	1	-170.97	-113.27	.00	.00	.00	10.86
.000	1	-170.97	-113.27	.00	.00	.00	10.86
.000	1	-170.97	-113.27	.00	.00	.00	10.86
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-15.50	-7.01	9.65	-1.184	-6.441	128.312
.000	1	-15.50	-7.01	9.65	-1.184	-6.441	128.312
.000	1	-15.50	-7.01	9.65	-1.184	-6.441	128.312
.000	1	-15.50	-7.01	9.65	-1.184	-6.441	128.312
.000	1	-15.50	-7.01	9.65	-1.184	-6.441	128.312
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-172.95	-111.29	.00	-15.79	-6.72	9.65
.000	1	-172.95	-111.29	.00	-15.79	-6.72	9.65
.000	1	-172.95	-111.29	.00	-15.79	-6.72	9.65
.000	1	-172.95	-111.29	.00	-15.79	-6.72	9.65
.000	1	-172.95	-111.29	.00	-15.79	-6.72	9.65
<b>Location No: 4</b>							
		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 60.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-124.66	-61.78	.00	.00	.00	7.85
.000	1	-124.66	-61.78	.00	.00	.00	7.85
.000	1	-124.66	-61.78	.00	.00	.00	7.85
.000	1	-124.66	-61.78	.00	.00	.00	7.85
.000	1	-124.66	-61.78	.00	.00	.00	7.85
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-12.01	-2.76	6.33	-.911	-7.379	119.570
.000	1	-12.01	-2.76	6.33	-.911	-7.379	119.570
.000	1	-12.01	-2.76	6.33	-.911	-7.379	119.570
.000	1	-12.01	-2.76	6.33	-.911	-7.379	119.570
.000	1	-12.01	-2.76	6.33	-.911	-7.379	119.570
<b>Principal Stresses and Strains</b>							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-125.62	-60.81	.00	-12.15	-2.62	6.33
.000	1	-125.62	-60.81	.00	-12.15	-2.62	6.33
.000	1	-125.62	-60.81	.00	-12.15	-2.62	6.33
.000	1	-125.62	-60.81	.00	-12.15	-2.62	6.33
.000	1	-125.62	-60.81	.00	-12.15	-2.62	6.33
<b>Location No: 5</b>							
		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 80.000		
<b>Normal Stresses</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-92.34	-30.35	.00	.00	.00	5.80
.000	1	-92.34	-30.35	.00	.00	.00	5.80
.000	1	-92.34	-30.35	.00	.00	.00	5.80
.000	1	-92.34	-30.35	.00	.00	.00	5.80
.000	1	-92.34	-30.35	.00	.00	.00	5.80
<b>Normal Strains and Deflections</b>							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-9.42	-.30	4.17	-7.12	-7.664	110.413

**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

.000	1	-9.42	-.30	4.17	-.712	-7.664	110.413
.000	1	-9.42	-.30	4.17	-.712	-7.664	110.413
.000	1	-9.42	-.30	4.17	-.712	-7.664	110.413
.000	1	-9.42	-.30	4.17	-.712	-7.664	110.413
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-92.88	-29.81	.00	-9.50	-.22	4.17
.000	1	-92.88	-29.81	.00	-9.50	-.22	4.17
.000	1	-92.88	-29.81	.00	-9.50	-.22	4.17
.000	1	-92.88	-29.81	.00	-9.50	-.22	4.17
.000	1	-92.88	-29.81	.00	-9.50	-.22	4.17
Location No: 6 X-Position (cm): 15.000 Y-Position (cm): 120.000							
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-52.19	2.01	.00	.00	.00	3.38
.000	1	-52.19	2.01	.00	.00	.00	3.38
.000	1	-52.19	2.01	.00	.00	.00	3.38
.000	1	-52.19	2.01	.00	.00	.00	3.38
.000	1	-52.19	2.01	.00	.00	.00	3.38
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-5.97	2.00	1.70	-.450	-7.244	92.615
.000	1	-5.97	2.00	1.70	-.450	-7.244	92.615
.000	1	-5.97	2.00	1.70	-.450	-7.244	92.615
.000	1	-5.97	2.00	1.70	-.450	-7.244	92.615
.000	1	-5.97	2.00	1.70	-.450	-7.244	92.615
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-52.40	.00	2.22	-6.01	1.70	2.03
.000	1	-52.40	.00	2.22	-6.01	1.70	2.03
.000	1	-52.40	.00	2.22	-6.01	1.70	2.03
.000	1	-52.40	.00	2.22	-6.01	1.70	2.03
.000	1	-52.40	.00	2.22	-6.01	1.70	2.03
Location No: 7 X-Position (cm): 15.000 Y-Position (cm): 160.000							
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-30.04	14.56	.00	.00	.00	2.09
.000	1	-30.04	14.56	.00	.00	.00	2.09
.000	1	-30.04	14.56	.00	.00	.00	2.09
.000	1	-30.04	14.56	.00	.00	.00	2.09
.000	1	-30.04	14.56	.00	.00	.00	2.09
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-3.89	2.67	.53	-.293	-6.277	76.884
.000	1	-3.89	2.67	.53	-.293	-6.277	76.884
.000	1	-3.89	2.67	.53	-.293	-6.277	76.884
.000	1	-3.89	2.67	.53	-.293	-6.277	76.884
.000	1	-3.89	2.67	.53	-.293	-6.277	76.884
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-30.14	.00	14.66	-3.91	.53	2.68
.000	1	-30.14	.00	14.66	-3.91	.53	2.68
.000	1	-30.14	.00	14.66	-3.91	.53	2.68
.000	1	-30.14	.00	14.66	-3.91	.53	2.68
.000	1	-30.14	.00	14.66	-3.91	.53	2.68
Location No: 8 X-Position (cm): 15.000 Y-Position (cm): 200.000							

**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-17.42	18.10	.00	.00	.00	1.33
.000	1	-17.42	18.10	.00	.00	.00	1.33
.000	1	-17.42	18.10	.00	.00	.00	1.33
.000	1	-17.42	18.10	.00	.00	.00	1.33
.000	1	-17.42	18.10	.00	.00	.00	1.33

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-2.59	2.64	-.02	-.195	-5.202	63.764
.000	1	-2.59	2.64	-.02	-.195	-5.202	63.764
.000	1	-2.59	2.64	-.02	-.195	-5.202	63.764
.000	1	-2.59	2.64	-.02	-.195	-5.202	63.764
.000	1	-2.59	2.64	-.02	-.195	-5.202	63.764

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-17.47	.00	18.15	-2.59	-.02	2.65
.000	1	-17.47	.00	18.15	-2.59	-.02	2.65
.000	1	-17.47	.00	18.15	-2.59	-.02	2.65
.000	1	-17.47	.00	18.15	-2.59	-.02	2.65
.000	1	-17.47	.00	18.15	-2.59	-.02	2.65

**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Title: Bacia 3 + 040		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 8	
No of Layers: 4					
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)		
1	.30	4.810	12828.00		
2	.20	15.650	32687.00		
3	.20	8.860	26777.00		
4	.35		100.00		
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	15.00	.00	20500.0	560.00	10.795

Location No: 1                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-610.83	-675.89	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-610.83	-675.89	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-610.83	-675.89	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-610.83	-675.89	-560.00	.00	.00	.00
.000	1	-610.83	-675.89	-560.00	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-18.71	-25.31	-13.56	-1.715	.000	139.324
.000	1	-18.71	-25.31	-13.56	-1.715	.000	139.324
.000	1	-18.71	-25.31	-13.56	-1.715	.000	139.324
.000	1	-18.71	-25.31	-13.56	-1.715	.000	139.324
.000	1	-18.71	-25.31	-13.56	-1.715	.000	139.324

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-675.89	-610.83	-560.00	-25.31	-18.71	-13.56
.000	1	-675.89	-610.83	-560.00	-25.31	-18.71	-13.56
.000	1	-675.89	-610.83	-560.00	-25.31	-18.71	-13.56
.000	1	-675.89	-610.83	-560.00	-25.31	-18.71	-13.56
.000	1	-675.89	-610.83	-560.00	-25.31	-18.71	-13.56

Location No: 2                      X-Position (cm): 15.000                      Y-Position (cm): 25.000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-272.48	-211.73	.00	.00	.00	18.14
.000	1	-272.48	-211.73	.00	.00	.00	18.14
.000	1	-272.48	-211.73	.00	.00	.00	18.14
.000	1	-272.48	-211.73	.00	.00	.00	18.14
.000	1	-272.48	-211.73	.00	.00	.00	18.14

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-16.29	-10.13	11.32	-1.256	-4.348	131.084
.000	1	-16.29	-10.13	11.32	-1.256	-4.348	131.084
.000	1	-16.29	-10.13	11.32	-1.256	-4.348	131.084
.000	1	-16.29	-10.13	11.32	-1.256	-4.348	131.084
.000	1	-16.29	-10.13	11.32	-1.256	-4.348	131.084

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-277.49	-206.73	.00	-16.80	-9.63	11.32
.000	1	-277.49	-206.73	.00	-16.80	-9.63	11.32
.000	1	-277.49	-206.73	.00	-16.80	-9.63	11.32
.000	1	-277.49	-206.73	.00	-16.80	-9.63	11.32
.000	1	-277.49	-206.73	.00	-16.80	-9.63	11.32

### Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Location No: 3		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 40.000		
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-212.67	-139.79	.00	.00	.00	13.69
.000	1	-212.67	-139.79	.00	.00	.00	13.69
.000	1	-212.67	-139.79	.00	.00	.00	13.69
.000	1	-212.67	-139.79	.00	.00	.00	13.69
.000	1	-212.67	-139.79	.00	.00	.00	13.69
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-13.31	-5.92	8.24	-1.016	-5.532	125.599
.000	1	-13.31	-5.92	8.24	-1.016	-5.532	125.599
.000	1	-13.31	-5.92	8.24	-1.016	-5.532	125.599
.000	1	-13.31	-5.92	8.24	-1.016	-5.532	125.599
.000	1	-13.31	-5.92	8.24	-1.016	-5.532	125.599
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-215.16	-137.30	.00	-13.56	-5.67	8.24
.000	1	-215.16	-137.30	.00	-13.56	-5.67	8.24
.000	1	-215.16	-137.30	.00	-13.56	-5.67	8.24
.000	1	-215.16	-137.30	.00	-13.56	-5.67	8.24
.000	1	-215.16	-137.30	.00	-13.56	-5.67	8.24
Location No: 4		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 60.000		
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-155.37	-77.29	.00	.00	.00	9.75
.000	1	-155.37	-77.29	.00	.00	.00	9.75
.000	1	-155.37	-77.29	.00	.00	.00	9.75
.000	1	-155.37	-77.29	.00	.00	.00	9.75
.000	1	-155.37	-77.29	.00	.00	.00	9.75
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-10.30	-2.39	5.44	-782	-6.331	117.335
.000	1	-10.30	-2.39	5.44	-782	-6.331	117.335
.000	1	-10.30	-2.39	5.44	-782	-6.331	117.335
.000	1	-10.30	-2.39	5.44	-782	-6.331	117.335
.000	1	-10.30	-2.39	5.44	-782	-6.331	117.335
Principal Stresses and Strains							
Z-Position (cm)	Layer	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-156.57	-76.09	.00	-10.43	-2.27	5.44
.000	1	-156.57	-76.09	.00	-10.43	-2.27	5.44
.000	1	-156.57	-76.09	.00	-10.43	-2.27	5.44
.000	1	-156.57	-76.09	.00	-10.43	-2.27	5.44
.000	1	-156.57	-76.09	.00	-10.43	-2.27	5.44
Location No: 5		X-Position (cm): 15.000			Y-Position (cm): 80.000		
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-115.59	-39.06	.00	.00	.00	7.16
.000	1	-115.59	-39.06	.00	.00	.00	7.16
.000	1	-115.59	-39.06	.00	.00	.00	7.16
.000	1	-115.59	-39.06	.00	.00	.00	7.16
.000	1	-115.59	-39.06	.00	.00	.00	7.16
Normal Strains and Deflections							
Z-Position (cm)	Layer	Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-8.10	-34	3.62	-612	-6.586	108.637



**Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0**

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-22.57	21.87	.00	.00	.00	1.66
.000	1	-22.57	21.87	.00	.00	.00	1.66
.000	1	-22.57	21.87	.00	.00	.00	1.66
.000	1	-22.57	21.87	.00	.00	.00	1.66
.000	1	-22.57	21.87	.00	.00	.00	1.66

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 <sup>-6</sup> )	Eyy (10 <sup>-6</sup> )	Ezz (10 <sup>-6</sup> )	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	-2.27	2.23	.02	-.171	-4.567	63.657
.000	1	-2.27	2.23	.02	-.171	-4.567	63.657
.000	1	-2.27	2.23	.02	-.171	-4.567	63.657
.000	1	-2.27	2.23	.02	-.171	-4.567	63.657
.000	1	-2.27	2.23	.02	-.171	-4.567	63.657

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 <sup>-6</sup> )	E2 (10 <sup>-6</sup> )	E3 (10 <sup>-6</sup> )
.000	1	-22.63	.00	21.93	-2.28	.02	2.24
.000	1	-22.63	.00	21.93	-2.28	.02	2.24
.000	1	-22.63	.00	21.93	-2.28	.02	2.24
.000	1	-22.63	.00	21.93	-2.28	.02	2.24
.000	1	-22.63	.00	21.93	-2.28	.02	2.24