

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**UTILIZAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS
SAPROLÍTICOS NA PAVIMENTAÇÃO
RODOVIÁRIA EM SANTA CATARINA**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

NILTON VALLE

FLORIANÓPOLIS
NOVEMBRO DE 1994

**UTILIZAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS SAPROLÍTICOS NA
PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA EM SANTA CATARINA**

N i l t o n V a l l e

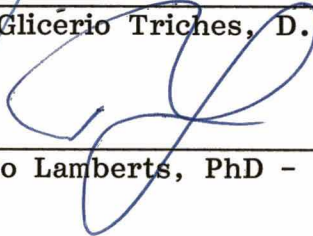
Esta dissertação foi julgada para obtenção do título de

M e s t r e e m E n g e n h a r i a

Especialidade **Engenharia Civil** e aprovada em sua forma final pelo programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil

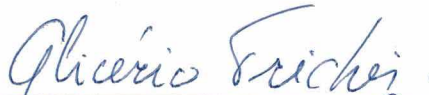


Prof. Glicério Triches, D.Sc. - (Orientador)

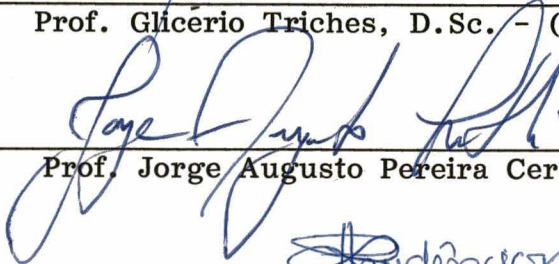


Prof. Roberto Lamberts, PhD - (Coordenador do Curso)

Banca Examinadora



Prof. Glicério Triches, D.Sc. - (Presidente)



Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, D.Sc.



Prof. Luiz Roberto Prudêncio Jr, D.Sc.

Ao meu pai - in memoriam
A minha mãe, pela vida
A minha esposa Ione e aos
meus filhos Cícero e Aline
pelo apoio e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Quero expressar meu profundo reconhecimento a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

- Ao professor Glicério Triches, pela orientação e dedicação.
- Ao professor Marciano Macarini, pelo apoio.
- Ao DER/SC, pela dispensa parcial.
- Ao Eng^o Rubens Murillo Schramm pela colaboração e empenho na realização dos ensaios.
- Ao professor Jorge Augusto Pereira Ceratti pela realização dos ensaios triaxiais dinâmicos de carga repetida.
- Aos laboratoristas e funcionários do Laboratório Central do DER/SC pela presteza e dedicação na realização dos ensaios.
- Ao professor Vitor Hugo Teixeira e ao Geólogo Gustavo Aristides Gomes Gruber, pela dedicação na elaboração dos estudos geológicos.
- Ao Eng^o Alvaro Siqueira Pitta pela colaboração na realização de alguns ensaios e por ter colocado a empresa Iguatemi - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda. à disposição para os trabalhos de impressão.
- A ACEOP - Associação Catarinense de Obras Públicas, pela colaboração na obtenção de material bibliográfico e por ter patrocinado a realização do ensaio de Difração de Raio-X.
- Ao Eng^o Nei Benito Damo pelo incentivo, apoio e leitura do trabalho.
- Aos Engenheiros Sidnei Marin e Luiz César Rosa do DER/SC, e o Eng^o Wilson Geraldo França da CONCREMAT, pelo apoio.
- Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, pelos conhecimentos transmitidos.

RESUMO

UTILIZAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS SAPROLÍTICOS NA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA DE SANTA CATARINA

Apresentam-se os estudos de materiais provenientes de 3 (três) jazidas de solos residuais saprolíticos utilizados na pavimentação rodoviária de Santa Catarina.

Estudou-se a degradação do material submetido a uma série sucessiva de compactações e analisou-se o seu comportamento mecânico com o material na sua 1ª compactação e na série seguinte de compactações, até a 3ª recompactação. Mostra-se a variação dos valores do ISC e dos módulos resilientes com as recompactações sucessivas do material.

Determinou-se os valores de ISC e dos módulos resilientes, na umidade ótima, umidade ótima menos 2% e umidade ótima mais 2%, com estes valores procedeu-se a análise da variação do ISC e dos módulos resilientes com a variação dos teores de umidade.

Fez-se uma análise mecânica, com a utilização do programa computacional de elementos finitos FEPAVE 2, das estruturas executadas nos trechos onde o material foi utilizado e determinou-se sua vida de fadiga.

Analisou-se algumas alternativas para a utilização do material na pavimentação; tais como aumento de espessura do revestimento de CAUQ e, utilização de camada de solo estabilizado com cimento, para que o pavimento atingisse a vida de fadiga projetada.

Recomendou-se uma seqüência de procedimentos para a realização dos estudos e análises, para a elaboração do projeto do pavimento, com o objetivo de utilizar o material residual saprolítico na pavimentação rodoviária.

ABSTRACT

THE USE OF YOUNG RESIDUAL SOIL ON ROAD PAVEMENTS IN THE STATE OF SANTA CATARINA

It is shown here the researching of materials coming from 3 different young material deposit of residual soils used in road pavements in Santa Catarina State.

The material degradation was researched under a sequence series of compactation and its mechanics behaviour were analysed with the material in its first compactation and in its following serie of compactations until the third re-compactation. The range of the values of CBR and of the resilient modulus with the sequencial re-compactation of material is shown.

The values of CBR and of the resilient modulus were obtained in optimum moisture content, optimum moisture content less 2% and optimum moisture content plus 2%. Once having these values, the analysis of the range of CBR and resilient modulus for wich moisture content was done.

There was done a mechanic analysis, using the Computer Program of Finit Elements (FEPAVE2), of the structures on road segments in which the material was used and its fatigue life was obtained.

Some alternatives for the use of the material in pavements were analysed, such as: increment of the thickness of the pavement surface of asphalt concret and the use of soil-cement mixture layer, aiming the pavement reaches the designed fatigue life.

A sequency of procedures for the researches and analysis realization was suggested, for the elaboration of the pavement design, whit the aim of using the young residual material on road pavements.

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

σ_d	= Tensão desvio.
σ_r	= Tensão radial.
σ_θ	= Tensão tangencial.
σ_3	= Tensão confinante.
σ_{vsl}	= Tensão vertical de compressão no topo do subleito.
σ_{vsladm}	= Tensão vertical de compressão máxima admissível, no topo do subleito.
$\Delta\sigma$	= Diferença de tensões na face inferior do revestimento.
θ	= Invariante das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).
ϵ_r	= Deformação específica axial recuperável.
ϵ_i	= Deformação resiliente inicial.
ϵ_{vsl}	= Deformação específica vertical no topo do subleito.
ϵ_r	= Deformação específica axial recuperável.
ϵ_{tr}	= Deformação específica de tração na face inferior do revestimento.
ASTM	= American Society for Testing and Materials.
BG	= Brita Graduada
CBR	= Índice de Suporte Califórnia.
ISC	= Índice de Suporte Califórnia.
CAUQ	= Concreto asfáltico usinado a quente.
DER/SC	= Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina.
DNER	= Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
D	= Fator de Degradação de Washington.
E.A.	= Equivalente de areia.
FWD	= Falling Weight Deflectometer.
HRB	= Highway Research Board.
hót	= Umidade ótima.

ID	= Índice de degradação.
I.P.	= Índice de plasticidade.
LA	= Los Angeles.
L.L.	= Limite de Liquidez.
L.P.	= Limite de Plasticidade.
M.E.A.S.	= Massa específica aparente seca.
Mr	= Módulo de resiliência.
N	= Número de repetições do eixo padrão.
UFRGS	= Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
UNISUL	= Universidade do Sul de Santa Catarina, em Tubarão.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2. HISTÓRICO	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
3.1 COMPORTAMENTO RESILIENTE DE MATERIAIS GRANULARES	8
3.2 COMPORTAMENTO EM CAMPO DO SOLO SAPROLÍTICO DE GRANITOS E GNAISSES	11
3.3 PROJETO DO PAVIMENTO COM CAMADAS GRANULARES.....	15
3.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS GRANULARES COM CIMENTO	16
4 . DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS ESTUDADOS.....	18
4.1 JAZIDA DE POMERODE.....	18
4.2 JAZIDA DE BRUSQUE	19
4.3 JAZIDA DE BLUMENAU	19
5. METODOLOGIA DA PESQUISA.....	23
5.1 COLETA DE AMOSTRA	23
5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	24
5.2.1 Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade	24
5.2.2 Análise granulométrica de solos	24
5.2.3 Equivalente de areia	24
5.2.4 Análise mineralógica por difração de Raio-X.....	25
5.2.5 Análise química	25
5.2.6 Análise Petrográfica.....	25
5.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA.....	26
5.4 ENSAIO DE MOLHAGEM E SECAGEM	28
5.5 ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO APÓS COMPACTAÇÃO	29
5.6 ENSAIO DE DEGRADAÇÃO DE WASHINGTON.....	30
5.7 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO RESILIENTE DOS SOLOS	31
5.8 ENSAIO DE ABRASÃO LOS ANGELES	32

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	35
6.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	35
6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS	36
6.2.1 Análise química dos solos.....	36
6.2.2 Limite de liquidez e Limite de Plasticidade.....	38
6.2.3 Granulometria dos solos	38
6.2.4 Ensaio de Degradação	40
6.2.4.1 Ensaio de Abrasão Los Angeles.....	40
6.2.4.2 Índice de Degradação de Ruiz (ID).....	42
6.2.4.3 Índice de Degradação de Molhagem e Secagem.....	44
6.2.4.4 Fator de Degradação de Washington	45
6.2.5 Ensaio de equivalente de areia	47
6.2.6 Variação da M.E.A.S., ISC e expansão com a recompactação	48
6.2.7 Análise das propriedades de resistência quando o material estiver com a umidade nos limites especificados.....	50
6.2.8 Módulos de resiliência	53
6.2.9 Análise mineralógica por difração de Raio-X.....	56
 7. ANÁLISE MECÂNICA DAS ESTRUTURAS PROJETADAS	 77
7.1 INTRODUÇÃO.....	77
7.2 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES	78
7.2.1 Programa utilizado	78
7.2.2 Estruturas simuladas e parâmetros utilizados	79
7.2.3 Vida de fadiga do pavimento dos trechos	84
7.2.4 Diferença de tensões e deformações específica de tração na face inferior do revestimento.....	87
7.2.5 Tensão vertical e deformação específica de compressão vertical no topo do subleito.....	87
7.2.6 Contribuição das camadas na deflexão total do pavimento	91
7.2.7 Influência da recompactação do material do reforço da diferença de tensões, deformações e deflexões do pavimento	92
7.2.8 Influência do teor de umidade do material do reforço na distribuição da tensões, deformações e deflexões do pavimento	94
7.3 DEFLEXÕES MEDIDAS × DEFLEXÕES CALCULADAS	96
7.4 ANÁLISE COMPARATIVA DAS TRÊS JAZIDAS.....	96

8. ALTERNATIVAS PARA A UTILIZAÇÃO DO MATERIAL NA PAVIMENTAÇÃO.....	117
8.1 INTRODUÇÃO.....	117
8.2 AUMENTO DA ESPESSURA DO REVESTIMENTO DE CAUQ.....	118
8.2.1 Análise para o trecho: Pomerode e Blumenau	118
8.2.2 Análise para o trecho: Brusque	122
8.3 UTILIZAÇÃO DE CAMADA DE SOLO ESTABILIZADO COM CIMENTO....	125
8.3.1 Considerações iniciais.....	125
8.3.2 Utilizando solo cimento como base	126
8.3.2.1 Análise para o trecho: Pomerode e Blumenau	126
8.3.2.2 Análise para o trecho: Brusque	130
8.3.3 Pavimento invertido	132
8.4 VIABILIDADE ECONÔMICA.....	135
9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	147
10. SUGESTÕES DE PESQUISA	150
11. BIBLIOGRAFIA.....	151
ANEXOS	158
A - ENSAIOS DE DEGRADAÇÃO DO ESTADO DE WASHINGTON MÉTODO DE ENSAIO	159
- ENSAIO DE MOLHAGEM E SECAGEM MÉTODO DE ENSAIO	161
B - APRESENTAÇÃO DOS QUADROS COM OS RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS	163

1. INTRODUÇÃO

Os pavimentos asfálticos de Santa Catarina, através de sua avaliação, revelam o trincamento como o defeito predominante devido à fadiga acelerada das camadas do revestimento, principalmente quando a estrutura do pavimento é composta por camadas granulares.

No método de projeto do DNER, baseado no ensaio CBR, obtém-se uma espessura total de pavimento capaz de proteger o subleito quanto à ruptura por cisalhamento, ou por acúmulo de deformações permanentes que se refletem em trilha de roda na superfície do revestimento.

Contudo, pode acontecer que um pavimento, embora bem dimensionado para um subleito de CBR conhecido, apresente deformações resilientes que solicitem demasiadamente à flexão o revestimento e, este ao trincar, dê início ao processo de desagregação que é acelerado pela infiltração de água nas trincas, com a saturação das camadas do pavimento. É o fenômeno da fadiga dos materiais que se manifesta em revestimentos asfálticos e camadas cimentadas.

A fadiga dos materiais não é levada em conta na prática comum de dimensionamento de pavimentos com revestimento de concreto asfáltico.

Portanto, um pavimento que esteja bem dimensionado em função do CBR, não apresentando deformações permanentes, poderá apresentar deformações elásticas recuperáveis superiores a determinados valores considerados limites para que não ocorra fadiga prematura do revestimento ou camadas cimentadas.

Considerando-se que o fissuramento no revestimento pode ser evitado limitando as tensões e deformações de tração nessa camada, enquanto a ruptura nas camadas de materiais granulares pode ser evitada restringindo-se as deformações plásticas verticais a um valor aceitável associado a um número específico de aplicações de carga ou utilizando características tensão-deformação plástica obtidas em ensaios dinâmicos de laboratório com um processo de análise apropriado.

Portanto, é de grande importância ter uma caracterização adequada dos materiais que constituem as camadas da estrutura, no desenvolvimento de um projeto de pavimento flexível.

Este trabalho de dissertação, desenvolveu estudo de materiais de 3(três) jazidas, utilizados como reforço de pavimento de 3(três) rodovias catarinenses. Os trechos Pomerode - Jaraguá do Sul e Blumenau - Massaranduba apresentaram problemas de trincamento do revestimento logo após sua execução e, o trecho Brusque- São João Batista, após 5(cinco) anos de abertura ao tráfego encontra-se em perfeito estado superficial.

Os materiais estudados são provenientes de jazidas de decomposição do granito/gnaise, do horizonte "C", portanto caracterizado como solo residual jovem ou saprolítico.

Por se tratar de material abundante no litoral catarinense e/ou brasileiro, de baixo custo de exploração e utilização, se comparados com os materiais pétreos, é que foram desenvolvidos os estudos objetivando viabilizar sua utilização na pavimentação rodoviária, com garantia de integridade do revestimento asfáltico.

O objetivo de desenvolvimento da presente pesquisa foi o de definir de que forma e em que condições o material estudado poderá ser utilizado na pavimentação rodoviária, como reforço do subleito e/ou como sub-base, com garantia técnico e econômica, em substituição a outros materiais de maior custo.

Para tanto, estudou-se os efeitos das várias compactações no comportamento do material, a nível de degradação, CBR e resiliência. Ensaiou-se o material até a 4ª compactação, determinando-se a degradação e o CBR após cada compactação e a determinação do módulo resiliente para a 1ª e 4ª compactação.

Foram ensaiados e determinados os valores do CBR e módulos resilientes, para os teores de umidade ótima e para teores com variação de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima. Os módulos resilientes foram determinados nos 3 teores de umidade e para a 1ª e 4ª compactação.

Com os parâmetros conhecidos e, identificados o comportamento laboratorial e de campo do material, estudou-se o comportamento através de análise de tensões, deformações e deflexões com o programa computacional FEPAVE 2.

Determinou-se as espessuras necessárias de revestimento sobre o pavimento já executado nos 3 trechos estudados e, com dados de outros estudos, para camadas estabilizadas com cimento, para esse tipo de solo, simulou-se estruturas do pavimento com base cimentada e para o pavimento invertido, onde a base é de brita graduada e a sub-base é de camada granular cimentada, com material de mesma origem e formação do estudado nesta pesquisa.

2. HISTÓRICO

Os materiais de decomposição de Granitos ou Gnaisses, também chamados de solos saprolíticos, são abundantes em uma vasta área do território nacional, e de muito interesse para o Estado de Santa Catarina, principalmente em seu litoral, pela frequência de ocorrências e volumes encontrados.

O material de decomposição de granito/gnaisse, tem sido utilizado na pavimentação de rodovias em nosso Estado, sendo que com sucesso nos seguintes trechos: Blumenau - Rio do Sul; Pomerode - BR 470; Blumenau - Gaspar - BR101; Brusque - Gaspar; Brusque - São João Batista; Criciúma - Urussanga - Orleans; BR 101 - Imaruí; Gravatal - Braço do Norte - São Ludgero e Benedito Novo - Doutor Pedrinho.

Todos os trechos mencionados anteriormente tiveram o reforço do subleito executado com solo saprolítico de origem granítica/gnaíssica, e sobre ele, uma base de brita graduada, solo-brita ou solo estabilizado granulometricamente.

Em relação a estes trechos pode-se tecer os seguintes comentários:

a) Blumenau - Rio do Sul, onde em 2 segmentos a base foi executada em solo/brita, e em outro com base de solo-areia estabilizado granulometricamente. Os trechos foram restaurados após serem submetidos ao tráfego por mais de 10 anos.

b) Blumenau - Gaspar - BR 101, onde se executou base e sub-base de solo estabilizado granulometricamente. O trecho foi submetido a um processo de restauração após 13 anos submetido ao tráfego

c) Criciúma - Urussanga - Orleans, onde se adicionou cinza de carvão à base de Brita Graduada no segmento entre Criciúma - Urussanga e empregou-se jazida de saibro, com o pavimento após 10 anos apresentando bom comportamento. No sub-trecho de Urussanga - Orleans, em que a base foi construída com seixo parcialmente britado, empregou-se outra jazida de saibro para o reforço do subleito, e o pavimento após 13 anos de abertura ao tráfego, apresenta defeitos no revestimento, do tipo trincas interligadas com erosão de bordo.

d) Gravatal - Braço do Norte - São Ludgero, onde o reforço do subleito foi executado em solo estabilizado granulometricamente e a base de brita graduada. O trecho após 10 anos submetido ao tráfego começou apresentar problemas de trincamento de seu revestimento.

Com insucesso, e/ou sucesso parcial foram construídos os seguintes trechos: Blumenau - Massaranduba - Guaramirim, Joinville - São Francisco, Pomerode - Jaraguá do Sul, Orleans - São Ludgero, BR 101 - Treze de Maio, Criciúma - Morro da Fumaça e BR-282/SC - Entroncamento BR-101 - Ponte Colombo Machado Salles.

Além das obras realizadas em Santa Catarina que apresentaram problemas muito antes do previsto, pode-se citar outras a nível nacional, onde foram utilizados materiais saprolíticos de origem granítica/gnaissica, tais como:

BR-040/RJ - Rio - Juiz de Fora,

BR-277/PR - Paranaguá - Curitiba,

BR-116/RS - Travessia do Rio Guaíba em Porto Alegre.

Em todos os trechos com insucesso e/ou sucesso parcial o reforço foi construído com solo saprolítico e, sobre ele foi executada uma base de brita graduada, solo-brita ou, ainda, bases com adição de cinza de carvão.

Em relação a estes trechos pode-se tecer os seguintes comentários:

a) Pomerode - Jaraguá do Sul, onde os problemas de trincamento do revestimento apareceram logo após a sua execução. Foi submetido a um reforço de C.A.U.Q., e após 3 anos, deu-se início a novo trincamento. Em aproximadamente metade do trecho, a sub-base de solo foi substituída por macadame seco. A base foi de brita graduada.

A figura 2.1 mostra a situação da superfície do revestimento após 6 meses de execução e, do pavimento reforçado com 5,0 cm de C.A.U.Q., após 3 anos da execução do reforço mencionado. Salientamos que o reforço do pavimento foi executado logo após a manifestação do trincamento.

b) Blumenau - Massaranduba - Guaramirim. Em um pequeno segmento houveram correções logo após a sua execução, mas que na grande maioria do trecho o aparecimento do trincamento foi prematuro. A base foi de brita graduada. Após 5 anos de abertura ao tráfego, foi elaborado o projeto de restauração para o trecho.

A figura 2. 2 mostra a situação da superfície do pavimento após 5 anos de sua execução. Também é apresentado um detalhe da superfície, mostrando a incidência e tipo de trincamento.

c) Orleans - São Ludgero, onde os problemas começaram a se manifestar 2 anos após à conclusão da obra. A base foi de solo/brita. Após 12 anos submetido ao tráfego necessita de restauração.

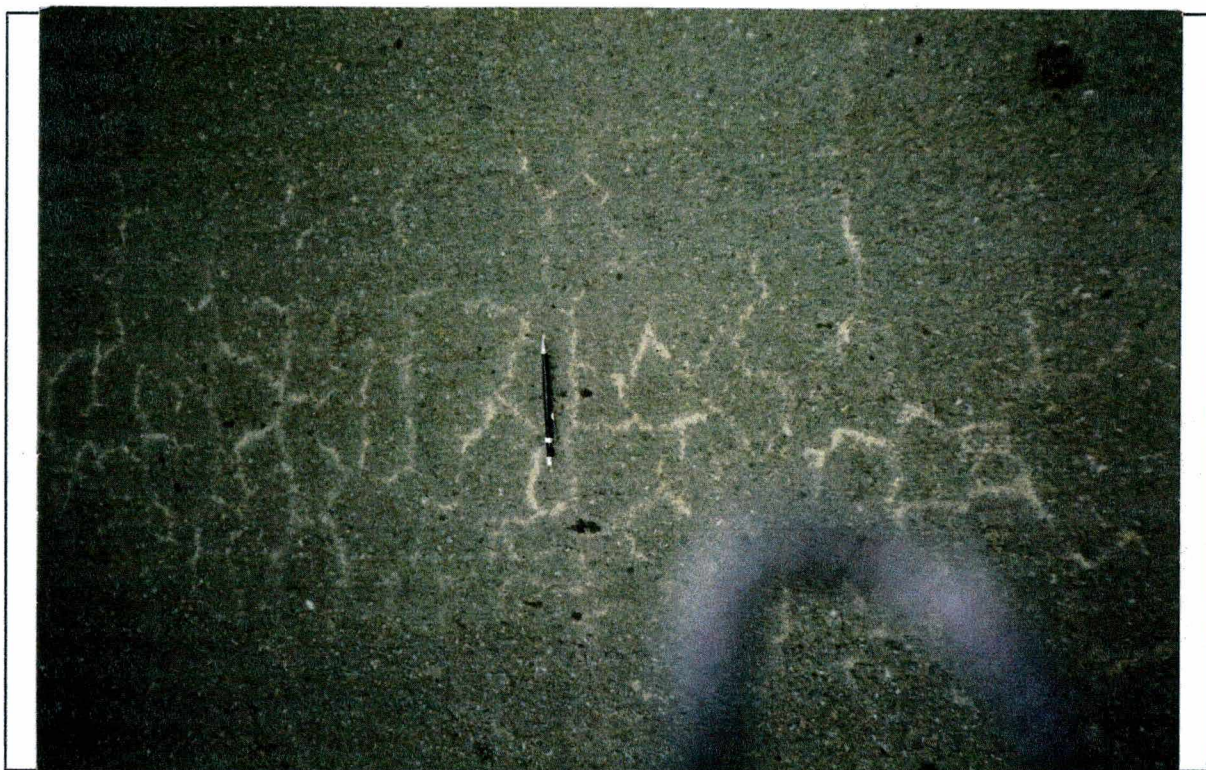
d) BR 101 - Treze de Maio. Os problemas passaram a se manifestar já na fase de execução da obra. A solução encontrada foi a substituição da jazida de saibro por outra, também de saibro, que apresentou melhor comportamento. A base de brita graduada foi substituída por base de seixo parcialmente britado com adição de cinza de carvão, e com isso o pavimento passou a ter bom comportamento. Com 10 anos submetido ao tráfego, apresenta-se em boas condições.

e) Joinville - São Francisco, onde os problemas se manifestaram já na fase de execução. A base era de solo estabilizado granulometricamente.

f) Via Expressa - Acesso a Florianópolis. O aparecimento de trincas interligadas aconteceu após 9 meses da abertura ao tráfego.

Por se tratar de material abundante no litoral Catarinense, de baixo custo de exploração, se comparados com os materiais pétreos, e pelo fato de que sua utilização é imprescindível para o barateamento do custo de construção no Estado, foi desenvolvido esta pesquisa, visando obter subsídios para propiciar um aproveitamento mais racional do material a fim de se garantir sua utilização na pavimentação rodoviária.

O presente estudo vai focar os trechos Pomerode - Jaraguá do Sul, Brusque - São João Batista e Blumenau - Massaranduba. Serão estudados e analisados os materiais das jazidas que foram utilizadas como reforço do subleito em cada um destes 3 trechos.

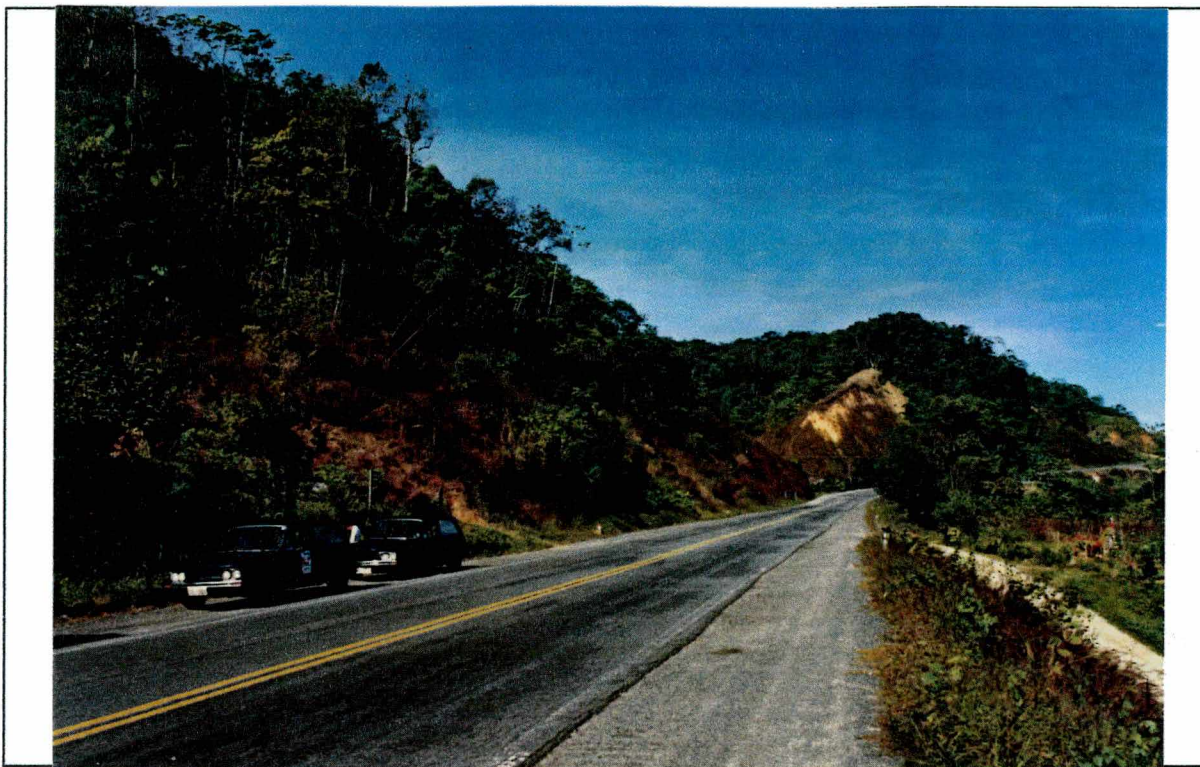


a) Pista de rolamento após 6 meses da execução



b) Pavimento reforçado com 5,0 cm de CAUQ, após 3 anos de sua execução

Figura 2.1- Vista superficial do pavimento para o trecho: Pomerode



a) Pista de rolamento, vista geral



b) Pista de rolamento, detalhe do trincamento

Figura 2.2 - Vista da superfície do pavimento após 5 anos de sua execução - trecho: Blumenau

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 COMPORTAMENTO RESILIENTE DE MATERIAIS GRANULARES

Muitos pesquisadores tem estudado em laboratório o comportamento de solos ou materiais granulares submetidos a um carregamento repetido em células triaxiais (Preussler, 1978; Rada e Witczac, 1981; Espinosa, 1987). Nestas investigações as tensões repetidas aplicadas em amostras de solo tem duração e frequência compatíveis com as que ocorrem nos pavimentos.

A deformação total no ensaio de compressão triaxial de carga repetida é a soma de duas parcelas de deformações: deformação permanente (ϵ_p) e deformação recuperável (ϵ_r). A partir da determinação da parcela da deformação recuperável, calcula-se o módulo resiliente do material através de seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (3.1)$$

onde:

M_r = módulo de deformação resiliente;

σ_d = tensão desvio (tensão vertical) aplicada repetidamente; e

ϵ_r = deformação específica axial recuperável, correspondente a um número particular de repetições da tensão desvio.

Estudos sobre o comportamento resiliente de solos granulares, indicam que o seu módulo resiliente é função, principalmente, da pressão confinante e é relativamente pouco influenciado pelo valor da tensão desvio repetida, desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica (Preussler, 1978).

Os modelos utilizados para caracterizar o comportamento resiliente dos solos granulares são usualmente expressos das seguintes formas, conforme PREUSSLER (1978):

$$M_r = K_1' \theta^{K_2'} \quad (\text{Biarez}) \quad (3.2)$$

onde:

θ = invariante das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$); e

K_1' e K_2' = constantes determinadas experimentalmente.

$$M_r = K_3 + K_4 (\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (\text{Dunlap}) \quad (3.3)$$

onde:

- K_3 = módulo para a condição não confinada;
 σ_r e σ_θ = tensões radiais e tangenciais; e
 K_4 = constante determinada experimentalmente.

$$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (\text{Hicks, 1970}) \quad (3.4)$$

onde:

- K_1 e K_2 = constantes determinadas experimentalmente
 σ_3 = tensão confinante.

Mostrou ESPINOSA (1987) que é mais adequado para o cálculo das deformações num sistema de camadas o emprego do modelo que utiliza o invariante de tensões (3.2) do que o modelo que considera apenas a tensão de confinamento (3.4)

"A ampla consideração de parâmetros influentes na pesquisa realizada com solo arenoso, permite afastar a idéia de que existam solos resilientes e solos não resilientes, pois na verdade tem-se solos com grau de resiliência maior ou menor, ou mais ou menos sensíveis a diferentes parâmetros. Um pavimento, entretanto, poderá apresentar um comportamento muito ou pouco resiliente, dependendo do tipo de estrutura e materiais utilizados", conforme PREUSSLER (1978).

As deformações resilientes são deformações elásticas no sentido de que são recuperáveis. Entretanto, não variam, necessariamente, de modo linear com as tensões aplicadas, e dependem de vários fatores que não são considerados segundo o conceito convencional de elasticidade.

Segundo PREUSSLER (1978), baseado nos trabalhos de vários pesquisadores, os seguintes fatores podem afetar o comportamento resiliente dos solos granulares:

- Pressão confinante (σ_3);
- Razão entre tensões principais (σ_1/σ_3);
- Número de repetições da tensão desvio (σ_d);
- História de tensões;
- Duração e frequência de aplicação da tensão desvio;
- Tipo de agregado;
- graduação das partículas ou percentagem de material que passa na # 200;
- M.E.A.S. e umidade de compactação;
- Tamanho máximo do agregado;
- Grau de saturação e;
- Temperatura.

Em RADA & WITCZAK (1981) são relacionados vários fatores que afetam o módulo resiliente do material granular, cuja análise foi efetuada para o modelo $M_r = K_1' \theta^{K_2'}$, dentre os quais destaca-se:

- 1) Condições de carregamento. O mais significativo fator de carga que afeta os módulos é o nível de tensão aplicado;
- 2) Grau de saturação. Para pedras britadas há um grau crítico de saturação próximo de 80 a 85%, acima do qual o material se torna instável e se deteriora rapidamente sobre carregamento repetido. O valor de K_1' reduz enquanto que K_2' não muda com o aumento do grau de saturação;
- 3) Aumento da M.E.A.S.. Resulta num aumento do módulo, mas o efeito é relativamente pequeno se comparado com as mudanças causadas pelo nível de tensão e umidade. O valor de K_1' aumenta com o aumento da energia de compactação enquanto que K_2' permanece essencialmente constante;
- 4) Graduação do agregado. Pesquisas sobre o efeito da graduação do agregado não tem indicado uma tendência geral para considerar a influência da % de finos (passando na #200) na resposta do M_r . Em geral, o grau de influência destes parâmetros parece estar mais relacionado com os tipos de agregados investigados.

PREUSSLER e MEDINA (1981) sugerem uma classificação dos solos granulares (% que passa na peneira 200 menos de 50%), quanto às suas propriedades resilientes e a sua utilização em estruturas de pavimentos, da seguinte forma:

- Solo tipo I - Solos com grau de resiliência elevado - não devem ser empregados em estruturas de pavimento e constituem subleitos de péssima qualidade.
- Solo tipo II - Solos com grau de resiliência intermediário - podem ser empregados em estruturas de pavimentos, como base, sub-base e reforço de subleito, ficando o seu comportamento dependente das seguintes condições:
- a) Valor de K_2 da equação $M_r = K_1(\sigma_3)^{K_2}$ menor que 0,5 e grau de compactação correspondente ao Proctor Modificado: bom comportamento.
 - b) Valor de K_2 maior que 0,5: comportamento depende da espessura da camada e da qualidade do subleito. Sugere-se espessuras pequenas, inferiores a 40 cm, e subleito coesivo com $ISC > 10$. ("argilamento" do subleito).

A figura 3.1 mostra o posicionamento destes grupos em função dos seus módulos resilientes médios.

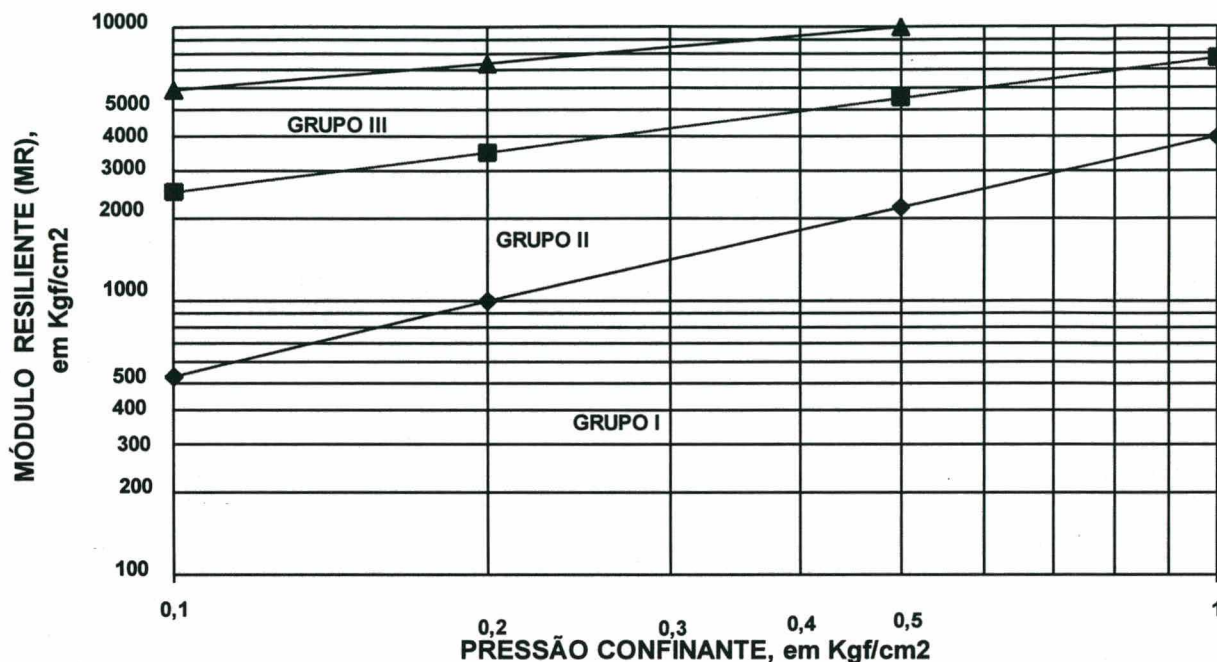


Figura 3.1 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS, QUANTO A RESILIÊNCIA

3.2 COMPORTAMENTO EM CAMPO DO SOLO SAPROLÍTICO DE GRANITOS E GNAISSES

O solo saprolítico oriundo da decomposição de granitos e de gnaisses foi e está sendo muito utilizado como material de reforço do subleito e sub-base de pavimentos em rodovias de Santa Catarina. Também em outros Estados brasileiros, em regiões onde o material é disponível.

Ele também tem sido utilizado como base de pavimento, tais as características, à nível de M.E.A.S. e ISC, que o mesmo apresentava, além de sua faixa granulométrica favorável.

Os valores médios das características físicas desse tipo de material encontrado na literatura, determinados em laboratório e no campo, podem ser assim resumidos:

Massa Específica real do agregado	- de 2.650 a 2.750 Kg/m ³ ;
Massa Específica Aparente Seca (M.E.A.S.)	- de 1.840 a 2.190 Kg/m ³ ;
Umidade ótima	- de 7,7 a 13,6%;
Índice de Suporte Califórnia (ISC)	- de 20,0 a 85,0 %;
Índice de Plasticidade (IP)	- NP;
Classificação H.R.B. (Highway Research Board)	- de A-1-a a A-2-4;
Deflexão característica medida em trechos construídos	- de 81 a 296 x 10 ⁻² mm
Módulo Resiliente :	
MR = 1.167 (σ_3) ^{0,41} , modelos com menores valores de K ₁ e K ₂ , em Kgf/cm ² - trecho:	
Pomerode - Jaraguá do Sul (Schmidt e Pitta, 1991).	
MR = 6.200 (σ_3) ^{1,05} , modelos com maiores valores de K ₁ e K ₂ , em Kgf/cm ² - trecho:	
BR-116/MG, Muriaé (Preussler, 1983).	

Segundo, PREUSSLER (1983) "a variação do módulo resiliente do material granular é muito sensível à mudança de umidade. Enquanto que na umidade ótima o módulo resiliente assume valores da ordem de 1.300 Kgf/cm², 2% de umidade acima é suficiente para reduzir a cerca de 300 Kgf/cm², por exemplo".

No relatório de "Avaliação Estrutural da Pavimentação executada" para o trecho: Entroncamento BR-101 - Ponte Colombo Machado Salles do DNER (1983) consta que "Há uma notável contribuição do reforço do subleito e/ou do próprio subleito para os valores da deflexão".

No relatório de "Avaliação Estrutural" do trecho: Pomerode-Jaraguá do Sul, elaborado pela DYNATEST (1990) consta que: "módulos 'elásticos" de material granular de campo avaliados por retro-análise a partir das bacias de deformação medidas com o FWD (Falling Weight Deflectometer) situam-se entre 260 Kgf/cm² - mínimo e 660 Kgf/cm² - máximo, sendo 470 Kgf/cm², o valor médio.

O comportamento de campo do material saprolítico, em termos de degradação da granulometria do solo da jazida de Pomerode Jaraguá do Sul (Jazida Pomerode) foi estudado por CAMACHO (1990). Através de compactações sucessivas, em que o solo mostrou uma redução da fração pedregulho e aumento da fração areia e argila + silte após a compactação do material, ele fez as seguintes afirmações sobre o comportamento deste material:

- a) Ocorreu significativa redução dos ISCs do solo da Jazida Pomerode em relação aos valores obtidos por ocasião do controle da execução;
- b) A estrutura original do solo da Jazida Pomerode sofreu considerável alteração, fruto da degradação da fração pedregulhosa (acima da malha de nº 10) gerando partículas de menor diâmetro, classificadas como areia (entre as malhas de nº 10 e nº 200) e como silte+argila (abaixo da malha de nº 200), principalmente destas últimas;
- c) O solo da Jazida Pomerode, apreciado após a realização do ensaio de compactação e de ISC, de amostras coletadas, na pista, da camada de reforço do subleito, continuou degradando-se, reduzindo ainda mais a participação de pedregulhos e incrementando, desta feita, principalmente a presença da fração siltes + argilas (também, identificadas pela redução de valores de E.A.); e,
- d) A degradação granulométrica do solo da Jazida Pomerode, explica e justifica a queda constatada no ISC deste material.

Com relação ao controle de execução CAMACHO (1990) afirma que "as umidades "in situ" apuradas nos estudos de avaliação situam-se, predominantemente, abaixo das umidades (ótima) de laboratório".

"Cabe ainda destacar, no que tange ao comportamento anômalo do solo da Jazida Pomerode, que todas as amostras (57 unidades) ensaiadas por ocasião do controle da execução, foram classificadas, segundo o HRB, de A1-a. Já nos ensaios iniciais do estudo de avaliação dos aterros, do total de 48 amostras, apenas 21% delas correspondem a solos do tipo A1-a. Setenta e sete por cento (77%) dos resultados dos ensaios apontaram para solos tipo A1-b. Nos estudos efetuados em amostras após a execução dos ensaios de compactação, a presença de solos do tipo A1-a é ainda menor, cerca de 4%. A participação de solos do tipo A1-b é incrementada para 85% e passa a ser registrada também a ocorrência de materiais classificados como A2-4, com 11% do total de amostras ensaiadas".

Ainda em CAMACHO (1990), "O confronto dos resultados dos ensaios inicial e final, permite deduzir que a estrutura original da amostra do solo da Jazida Pomerode sofreu degradação com reflexos na composição granulométrica, umidade ótima, M.E.A.S. máxima, ISC e expansão". Segundo ele, "a degradação da estrutura que origina um incremento do percentual da fração fina (silte + argila), extraordinária redução da capacidade de suporte e o surgimento da expansão, são alguns dos destaques negativos observados nos estudos geotécnicos desenvolvidos em amostra de solos da Jazida Pomerode".

Quando dos problemas surgidos no pavimento do trecho: Pomerode - Jaraguá do Sul, o DER/SC determinou a construção de um segmento com a mesma estrutura projetada que designou por "Pista Experimental", onde se fez um acompanhamento rigoroso de sua execução, inclusive com medições das deflexões com a Viga Benkelman em todas as camadas executadas, inclusive o subleito.

Em CAMACHO (1990), "A degradação da estrutura (por esforços aplicados e/ou decorrente de peculiaridades da constituição mineralógica) do solo da ocorrência em questão, determinou extraordinária redução da capacidade de suporte e a liberação de fração fina plástica como pode ser verificado pelos resultados dos ensaios de equivalente de areia e de expansão".

Em relatório elaborado por SCHMIDT e PITTA (1991) sobre o trecho: Pomerode - Jaraguá do Sul, afirmam que "é de prever-se curta vida de fadiga, identicamente ao que vem sucedendo ao restante do trecho, para a Pista Experimental (mesma estrutura do projeto). E é este um dos argumentos que faz com que se atribua a fatores extra-padrão executivos das obras, as causas principais do colapso generalizado de diversos segmentos do trecho Pomerode - Jaraguá do Sul, em estudo".

Ainda em SCHMIDT e PITTA (1991), com relação à degradação do material pela compactação, afirmam que "a impressão que remanesce é de que o reflexo mais sensível seria nos módulos resilientes- pela geração de finos siltosos e redução do esqueleto granular- fato que requereria estudo análogo aos realizados para a M.E.A.S, ISC e granulometria".

BARATA (1981), afirma que a "fratura de grãos dos saprólitos de graduação grossa é um fenômeno bastante conhecido dos engenheiros brasileiros, principalmente rodoviários. Trata-se da quebra dos grãos tamanho-pedregulho e areia grossa dos solos residuais jovens e/ou saprolitos, durante o remanejamento do laboratório. Tais grãos são remanescentes do quartzo ou feldspato da rocha madre, instabilizados pelo processo físico-químico da intemperização".

Em LEES e ZAKARIA (1987) consta que "as mudanças devido ao processo de degradação tem sido freqüentemente achado, que vem em detrimento da vida do pavimento, mas muitas vezes um efeito oposto é notado.

Ainda em LEES e ZAKARIA (1987), "para agregados fracos , a alta degradação durante a compactação produz alta M.E.A.S. e alto valor de suporte para material bem graduado", o que vem a contrariar outras informações aqui apresentadas.

Conforme SCHMIDT e PITTA (1991), é considerável a contribuição do reforço do subleito, executados com materiais da Jazida Pomerode, na deflexão total do pavimento . Tal contribuição varia de 44% a 54% com média de 49%, correspondendo a valores entre 48 e 130×10^{-2} mm.

O pavimento do trecho Pomerode - Jaraguá do Sul padece, em sua estrutura, da inexistência de camadas coesivas e/ou rigidificadoras da estrutura, ou, em outros termos, acúmulo de espessuras de materiais granulares, não coesivos, conforme relatado em SCHMIDT e PITTA (1991).

Em SHMITH & WITCZAK (1981), consta "que o módulo da camada granular (E2) depende do módulo do subleito (E3), e a razão (E2/E3) é aproximadamente igual a 2. Somente quando a camada granular foi colocada sobre um subleito de baixa capacidade de suporte (ISC = 2%) , a razão modular tendia a ser maior, com valores próximos de 5".

3.3 PROJETO DO PAVIMENTO COM CAMADAS GRANULARES

Os pavimentos com espessas camadas granulares, ao distribuírem as tensões causadas pelas cargas das rodas dos veículos, induzem tensões confinantes baixas, ou seja módulos pequenos e, conseqüentemente, deformações resilientes grandes.

O quadro, que já é clássico nos estudos da atual mecânica dos pavimentos, entretanto não encontra sua identificação nas diretrizes e especificações dos procedimentos oficializados para dimensionamento de pavimentos, porquanto, os métodos usuais, são baseados tão somente em critério denominado "de resistência".

É este o caso do Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER, adotado pelo DER/SC, não obstante sua eficácia e até seu conservadorismo, na preservação dos subleitos contra a ruptura por cisalhamento. De fato, praticamente inexistem, no Estado e no País, casos de rompimentos plásticos, enquanto abundam os relatos de trincamentos nas camadas betuminosas.

É de tal modo decisiva, no comportamento do pavimento, a condição resiliente antes referida, que não parece engano atribuir-lhe responsabilidade pelo rompimento prematuro da camada de revestimento, independente da influência de outras causas secundárias.

Segundo PREUSSLER (1983) "através do conhecimento dos módulos resilientes e da aplicação do método dos elementos finitos, que permite considerar o módulo variável para cada camada, pode se levar em conta a deformabilidade das camadas do pavimento e do subleito; este tipo de análise permitirá interpretar não somente defeitos prematuros de pavimentos flexíveis "bem dimensionados" pelo método do DNER, baseado no valor ISC, como também, cuidar de aperfeiçoar o citado método".

NOGAMI (1983) diz que "os ensaios de uso exclusivo do critério da resistência, como o ISC tradicional, não é uma solução inteiramente satisfatória. A solução definitiva é a realização de ensaios mecânicos e hidráulicos que reproduzem mais de perto as condições de compactação e sollicitação do trânsito viário. Isso envolve, necessariamente, a determinação do módulo de resiliência, com uso de corpos de prova de dimensões apropriadas, para poder incluir a amostra integral".

3.4 EMPREGO DE SOLOS GRANULARES ESTABILIZADOS COM CIMENTO NA PAVIMENTAÇÃO

Segundo CERATTI e MEDINA (1983) "A fadiga é hoje reconhecidamente uma das principais causas da ruptura dos materiais de pavimentos. Ela é sempre iniciada em regiões de máximas tensões ou deformações de tração. Com relação à vida de fadiga, solos-cimento com materiais finos são mais indicados que aqueles contendo materiais granulares, devido às fissuras iniciais nos primeiros serem menores e se propagarem mais lentamente".

Conforme CERATTI (1991) "Mitchell e Shen (1967) modificaram o Método Shell para o dimensionamento de pavimento com base de solo-cimento. Foi utilizado o módulo resiliente à flexão do solo-cimento, juntamente com a teoria das camadas elásticas, para calcular as tensões e deformações numa estrutura de pavimento. O critério de ruptura proposto foi que as tensões no pavimento não deveriam ser maiores do que 50% da resistência à tração na flexão do solo-cimento e as deformações deveriam ser menores do que 50% da deformação de ruptura do solo-cimento".

Segundo ele, "num solo saprolítico de granito, considerando-se a vida de fadiga de 1.000.000 de aplicações de carga, observa-se que a correlação da percentagem da resistência à tração na flexão, aplicada com a vida de fadiga, corresponde a um nível de aproximadamente 40% da resistência à tração. Já para misturas submetidas a fadiga por compressão diametral, 1.000.000 de aplicações de carga não são atingidas quando a percentagem da resistência à tração for maior do que aproximadamente 70%".

Segundo SUZUKI et alli (1991) "Em pavimentos com base cimentada, o estado de fissuração da base e do revestimento, após o período de serviço, é severo e de difícil solução quanto ao restabelecimento das características originais do pavimento. Desta maneira, estuda-se a utilização de uma base granular sobre uma sub-base semi-rígida com a finalidade de evitar a reflexão da trincas de fadiga e de retração da camada cimentada para o revestimento.

SUZUKI et alli (1992) dizem que "ao longo do tempo, com a degradação da camada cimentada e respectiva reflexão de trincas para as camadas superiores, as soluções de restauração nos pavimentos semi-rígidos se tornarão bastante complexas e de eficiência duvidosa, requerendo espessuras elevadas de reforço com tratamento e selagem prévia das trincas. Com a inversão das camadas de BGS e BGTC pretende-se proteger melhor o material tratado através da diminuição das tensões de tração, na face inferior da camada cimentada, e retardar o tempo de propagação das trincas para o revestimento".

Consta em PITTA (1982) que "há um teor de cimento, abaixo do indicado para a estabilização do solo, que proporciona a menor retração do material; isso significa que, em solos-cimento cuja dosagem normal conduza a valores de durabilidade ou de resistência mecânica que suplantem em muito as exigências mínimas, é possível, pela redução da quantidade de cimento, reduzir a retração e, por conseguinte, melhorar a capacidade de carga da estrutura - com a evidente economia no custo inicial da obra".

NOGAMI et alli (1990) dizem que para bases de solo-cimento, teores de cimento abaixo da dosagem mínima dada pelos métodos utilizados tradicionalmente, apresentam comportamento satisfatório. Além disso, onde se utilizaram teores mais elevados de cimento, não tiveram melhor desempenho e, há indícios de maior degradação indicada pelo aumento, com a idade do pavimento, das deflexões medidas com a viga Benkelman. Nestas condições, uma considerável economia poderia ser obtida em condições similares, dada a grande influência do teor de cimento no custos das bases de solo-cimento.

Em VILLIBOR et alli (1991), a resistência à compressão simples do solo-cimento é importante no sentido de ser suficiente para, tão somente, mantê-lo coeso ao longo do tempo. Pode-se afirmar que altos valores de resistência do solo-cimento são a causa da ruína precoce das camadas destes pavimentos, pois forçam a ocorrência de trincas muito grandes e, com o enrijecimento demasiado, faz com que a camada trabalhe sensivelmente quando das variações de temperatura e de umidade, provocando trincas no revestimento.

4. DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS ESTUDADOS

Este capítulo descreve o material geologicamente, com sua formação, seus constituintes e situação em que se encontra os materiais das 3 jazidas que fizeram parte deste estudo. Os solos estudados são provenientes de jazidas de materiais que já foram e estão sendo utilizados como reforço do subleito de pavimentos em rodovias Catarinenses.

4.1 JAZIDA DE POMERODE

Macroscopicamente, o material das amostras apresentam coloração cinza escuro a cinza claro, granulação fina a média, inequigranular, sem orientação aparente e estrutura maciça. A amostra possui baixo grau de alteração intempérica ou hidrotermal.

Microscopicamente as amostras apresentam estrutura planar, sendo que possui os anfibólios orientados, definindo uma clara foliação. A textura é lepidoblástica, conferida pela orientação preferencial dos anfibólios. Os plagioclásios e os quartzos são pequenos, de aspecto granular, situando-se entre anfibólios.

Mineralogicamente, as amostras estão constituídas aproximadamente por: 65% de anfibólio (hornblenda verde), 23% de plagioclásio, 10% de quartzo e 2% de biotita. O anfibólio é fortemente pleocróico, em tons de verde. Mostra hábito prismático curto e dimensões máximas de 2mm (hornblenda verde). o plagioclásio é pequeno, com dimensões máximas de 0,5 mm e apresenta forma subédricas. posiciona-se entre os cristais orientados de anfibólios, com alguma tendência a formar bandas em conjunto com o quartzo. A biotita é escassa, sempre como produto de alteração do anfibólio.

São **ANFIBOLITOS** pertencentes ao Complexo Granulítico de Santa Catarina, tendo o Arqueano (com mais de 2.600 Ma) como unidade crono-geológica. Constitui-se de rochas metamórficas de grau médio (fáceis anfibolito), sendo produto do metamorfismo regional dinamotermal sobre rochas ígneas básicas.

Caracterização do produto de alteração: caracterizam-se como materiais heterogêneos, com a fração grosseira apresentando fragmentos pouco alterados de feldspatos, quartzo e alguns máficos. A fração fina é composta principalmente de argilo-minerais, com grãos de quartzo e feldspatos.

A figura 4.1 mostra uma vista da jazida onde o material foi coletado.

4.2 JAZIDA DE BRUSQUE

Macroscopicamente, a amostra apresenta coloração rosa, estrutura maciça, holocristalina, granulação média a grossa, fanerítica, subédrica e textura granular.

Microscopicamente, a amostra apresenta estrutura maciça, textura granular grossa, subédrica.

Mineralogicamente, está constituída por 35% de plagioclásio, 30% de quartzo, 25% de microclínio e 10% de biotita. O plagioclásio apresenta-se na forma de grandes cristais tabulares, bem formados, com dimensões de até 10 mm. Está bastante alterado hidrotermalmente à saussurita (epidoto + sericita + argilo-minerais). O microclínio aparece em cristais subédricos de dimensões até 5mm, menos alterado que o plagioclásio. O quartzo é anédrico, intersticial ao feldspato. a biotita aparece em cristais com dimensões de até 3 mm. Mostra pleocroísmo em tons castanho.

A rocha é um **BIOTITA GRANITO**, pertencente a Suíte Intrusiva Valsununga, sendo o Proterozóico Superior (570-1100Ma) a sua unidade crono-geológica.

Caracterização do produto de alteração: caracteriza-se como um material heterogêneo, com a fração grosseira apresentando fragmentos alterados a pouco alterados de quartzos e feldspatos. A fração fina é composta principalmente de quartzos e argilo-minerais, com reduzida presença de feldspatos.

A figura 4.2 mostra uma vista da jazida, onde o material foi coletado.

4.3 JAZIDA DE BLUMENAU

Macroscopicamente, o material das amostras apresentam coloração cinza escuro a cinza claro, granulação fina a média, inequigranular, sem orientação aparente e estrutura maciça. A amostra possui grau de alteração maior do que a Jazida de Pomerode, com alguns plagioclásios já bastante alterados para argilo-minerais.

Microscopicamente as amostras apresentam estrutura planar, sendo que os anfibólios apresentam certa orientação, com foliação incipiente. A textura é lepidoblástica, conferida pela orientação preferencial dos anfibólios. Os plagioclásios e os quartzos são pequenos, de aspecto granular, situando-se entre anfibólios.

Mineralogicamente, as amostras estão constituídas aproximadamente por: 65% de anfibólio (hornblenda verde), 23% de plagioclásio, 10% de quartzo e 2% de biotita. O anfibólio é fortemente pleocróico, em tons de verde. Mostra hábito prismático curto e dimensões máximas de 2mm (hornblenda verde). o plagioclásio é pequeno, com dimensões máximas de 0,5 mm e apresenta forma subédricas. posiciona-se entre os cristais orientados de anfibólios, com alguma tendência a formar bandas em conjunto com o quartzo. A biotita é escassa, sempre como produto de alteração do anfibólio.

São **ANFIBOLITOS** pertencentes ao Complexo Granulítico de Santa Catarina, tendo o Arqueano (com mais de 2.600 Ma) como unidade crono-geológica. Constitui-se de rochas metamórficas de grau médio (fáceis anfibolito), sendo produto do metamorfismo regional dinamotermal sobre rochas ígneas básicas.

Caracterização do produto de alteração: caracterizam-se como materiais heterogêneos, com a fração grosseira apresentando fragmentos pouco alterados de feldspatos, quartzo e alguns máficos. A fração fina é composta principalmente de argilo-minerais, com grãos de quartzo e feldspatos.

A figura 4.3 mostra uma vista da jazida, onde o material foi coletado.



Figura 4.1 - Jazida de material para o trecho: POMERODE



Figura 4.2.a - Vista geral da jazida de material para o trecho: BRUSQUE



Figura 4.2.b - Vista do detalhe da jazida de material para o trecho: BRUSQUE



Figura 4.3 - Jazida de material para o trecho: BLUMENAU

5. METODOLOGIA DA PESQUISA

5.1. COLETA DE AMOSTRAS

Foram coletadas amostras em 03(três) jazidas, cujo material já foi utilizado como reforço do pavimento dos seguintes trechos:

Jazida J1 - Trecho Pomerode Jaraguá do Sul, com coleta de 12 amostras;

Jazida J2 - Trecho Brusque São João Batista, com coleta de 17 amostras;

Jazida J3 - Trecho Blumenau Massaranduba com coleta de 18 amostras.

Ao longo do texto, estas jazidas serão designadas apenas por Pomerode, Brusque e Blumenau.

A figura 5.1, mostra a localização das jazidas, onde os materiais foram coletados.

O número de amostras foi variável em função das condições e das características de cada uma das jazidas. De cada uma das amostras foram coletados, aproximadamente, 300 Kg de solo.

Coletou-se, nas três jazidas, amostras do horizonte "C", também chamado de solo saprolítico, onde o material alterado apresentava a textura da rocha de origem da formação do solo.

Foram coletadas amostras de jazidas já exploradas, pois permitiram amostragens mais representativas e também uma melhor avaliação da homogeneidade do material. Elas apresentam, ainda, a vantagem de se poder obter informações sobre o comportamento do solo na pista.

As amostras coletadas foram encaminhadas ao Laboratório Central do DER/SC, onde foram realizados os ensaios de caracterização, compactação e ISC.

Os ensaios para determinação dos módulos resilientes foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. A análise química foi realizada na UNISUL - Universidade do Sul, em Tubarão (SC) e a análise por Difração de Raio-X, foi executada no laboratório de Difração de Raio-X, do Instituto de Geociências, da UFRGS, Porto Alegre.

5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

5.2.1. Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade

Os ensaios de Limite de Liquidez e Plasticidade foram realizados de acordo com os métodos de ensaio DNER ME 44-71 e DNER ME 82-63, respectivamente.

5.2.2. Análise Granulométrica de Solos

O ensaio foi realizado por peneiramento, de acordo com o método de ensaio do DNER ME 80-64.

Para cada uma das amostras foram realizadas 5(cinco) granulometrias, sendo 1(uma) para o material normalmente preparado, representando a granulometria natural, e outras 4(quatro), após a realização de cada um dos 4 (quatro) ensaios de compactação, isto é , após a compactação normal e após cada uma das 3(três) recompactações seguintes. O objetivo de tal procedimento foi avaliar a variação da granulometria com o esforço empregado pelas recompactações.

A análise granulométrica por sedimentação foi realizada de acordo com o método de ensaio DNER ME 51-64.

Foram realizados os ensaios de granulometria por sedimentação para material natural e após a 3ª recompactação, com 2 amostras para a jazida Pomerode e 4 amostras para as jazidas Brusque e Blumenau.

5.2.3. Equivalente de Areia

Este ensaio foi realizado de acordo com o método de ensaio DNER ME 54-63.

A amostra foi obtida com o material passando na peneira de 4,8mm. Quando o agregado gráúdo apresentou finos aderentes que não se desprendiam durante o peneiramento, o material foi seco e esfregado com as mãos, juntando-se os finos resultantes ao material que passou na respectiva peneira.

5.2.4. Análise Mineralógica por Difração de Raio - X

Este ensaio foi realizado para determinação da natureza dos minerais secundários. Foram executados difratogramas de amostra no seu estado natural, glicolado e calcinado, os quais permitiram a determinação do tipo de argilo mineral.

Os componentes mineralógicos de uma argila são facilmente identificados pelo método de análise por Difração de Raios - X.

Nesta análise, são determinados dois parâmetros:

- a) O espaçamento entre planos dos tomos do cristal; e,
- b) A intensidade da reflexão dos Raios - X dos planos correspondentes.

Estes dois parâmetros são conhecidos para a maioria dos minerais cristalinos e são publicados pela American Society for Testing and Materials - ASTM, (SANTOS, 1990).

A análise por Raio - X é geralmente qualitativa e fornece, somente informações semi-quantitativas.

5.2.5. Análise Química

A análise química foi realizada em amostras dos materiais das 3 jazidas. Foram ensaiadas 4 amostras de cada jazida. O ensaio foi realizado com o objetivo de auxiliar na interpretação e classificação do material, quanto ao seu comportamento.

Segundo BARROSO et alli (1981), "uma pesquisa que procura investigar o comportamento mecânico dos solos tendo a sua gênese como consideração fundamental tem que, forçosamente, também ter em conta o papel da geologia na formação do solo e , nesse aspecto, ressalta a importância da rocha matriz nas propriedades dos solos inferiores, também conhecidos como jovens ou saprolíticos".

5.2.6. Análise Petrográfica

A análise petrográfica foi realizada em fragmentos de rocha, cuidadosamente escolhido, de forma a representar a rocha não alterada da jazida. O objetivo desta análise foi a determinação da textura, estrutura, composição mineralógica primária, presença de minerais secundários (de alteração), sua porcentagem e modo de distribuição na rocha.

A preparação da lâmina e descrição petrográfica foi realizada no Departamento de Geociências da UFSC.

5.3. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

O ensaio de compactação foi realizado de acordo com o método de ensaio DNER ME 48-64.

O ensaio de determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) foi executado de acordo com o método de ensaio DNER ME 49-64, utilizando-se amostras não trabalhadas e determinando-se o ISC nos 5 corpos de prova do ensaio de compactação.

De acordo com FAURE (1980), citado em SANTOS (1990), o comportamento de um material submetido à compactação é um fenômeno aparentemente simples que, na realidade, encerra uma grande complexidade.

Este comportamento está ligado não somente às características do próprio material, (granulometria, natureza mineralógica dos constituintes, forma dos grãos do esqueleto e teor de umidade no momento da compactação), mas, também, na forma de aplicação e intensidade da energia empregada.

Para BIARREZ, conforme SANTOS (1990), "o processo compactação, impõe uma deformação irreversível ao material que melhora as suas propriedades mecânicas, propiciada pela modificação da geometria da estrutura das partículas. O aumento da M.E.A.S. traz, como vantagens, o acréscimo do módulo de elasticidade, da coesão e do ângulo de atrito interno. O crescimento geral das propriedades mecânicas conduz a maiores valores de capacidade de carga, Índice de Suporte Califórnia, resistência ao penetrômetro, placa, agulha de proctor, entre outros".

A prática corrente de compactação de solos de laboratório, seja para aplicação em obras de engenharia, pesquisa, ou mesmo para fins didáticos, expressa a preocupação voltada para a determinação de um único ponto. Este ponto, corresponde à massa específica aparente seca máxima (M.E.A.S.) e umidade "ótima" (hót) de compactação. Neste sentido, a própria norma de ensaios propõe que este trecho da curva seja traçado com base em cinco pontos: dois no ramo ascendente, dois no ramo descendente e um próximo umidade "ótima".

Foram realizados 4 (quatro) ensaios de compactação e 4 de determinação do ISC, denominados de 1ª compactação, 1ª recompactação, 2ª recompactação e 3ª recompactação, para cada uma das amostras coletadas e para cada uma das 3 (três) jazidas. Estes ensaios foram conduzidos da seguinte forma:

- Para a 1ª compactação foram preparados 9 (nove) corpos para a realização do ensaio de compactação. Destes 5 foram compactados com 5 teores de umidade diferentes e crescentes de, aproximadamente, 2% para o traçado da curva de compactação. Os 5 corpos, compactados com teores crescentes de umidade, foram embebidos em água por 4 dias e determinados o ISC e expansão. As outras 4 amostras, foram compactadas na umidade ótima.
- Após o ensaio de determinação do ISC, as 9 amostras foram desmanchadas, secas ao ar e novamente preparadas. Deste material, separava-se em torno de 2.000 g para a realização de uma análise granulométrica por peneiramento. Da parte restante do material, foram preparados 8 corpos de prova para a realização da 1ª recompactação. Dos 8 corpos, 5 foram compactados com teores de umidade crescente de aproximadamente, 2%, e os outros 3, na umidade ótima.
- Procedeu-se desta forma até a realização da 3ª recompactação. Ressalta-se que a cada compactação se tinha sempre um corpo a menos, pois após cada compactação tirava-se uma amostra para o ensaio de granulometria por peneiramento e, além do material gasto na determinação da umidade.

O objetivo da realização das 4 compactações repetidas com o mesmo material, foi o de verificar a variação do ISC, a expansão e a granulometria com o retrabalhar do solo, procurando-se simular as condições de campo quando ocorrem gradeações e compactações repetidas. Isto acontece sempre que há a necessidade de acrescentar ou secar o material, quando a umidade do mesmo se situar fora do intervalo de $\pm 2\%$ do teor de umidade ótima, de acordo com o estabelecido na especificação de serviço DNER-ES-P 07-71.

Todos os ensaios foram realizados com a energia correspondente ao Proctor Intermediário, a fim de atender as especificações de Reforço do Subleito do DNER.

Entretanto, em algumas amostras de cada jazida, as quais foram selecionadas de modo que pudessem representar o comportamento médio da jazida, realizou-se ensaios de compactação aplicando-se 12, 18, 26, 39 e 55 golpes por camada, para poder determinar a Energia e ISC correspondente à M.E.A.S. máxima do ensaio de compactação para a energia do Proctor Intermediário, para os pontos de +2% e -2% de umidade em relação à umidade "ótima".

A determinação do ISC nos pontos de $\pm 2\%$ de umidade, além da umidade ótima, foi para se verificar a perda de resistência do material com a variação do teor de umidade, no intervalo permitido pelas especificações para obras rodoviárias.

Os ensaios de compactação, ISC e expansão em amostra recompactadas foram realizados para se tentar simular o que acontece no campo, quando o material tem que ser retrabalhado várias vezes, através de escarificações e recompactações, para se colocar o material dentro das condições especificadas de umidade (hót), M.E.A.S. e ISC.

5.4. ENSAIO DE MOLHAGEM E SECAGEM

O objetivo da realização do ensaio de molhagem e secagem foi o de avaliar o comportamento dos agregados quantificando-se a transformação granulométrica ocorrida no material através dos ciclos de molhagem e secagem. Esta transformação foi medida através do Índice de Degradação, para se tentar avaliar o comportamento dos agregados simulando as variações climáticas que ocorrem em nosso meio.

Os ensaios foram realizados em ciclos de duas horas de imersão em água destilada e ciclos de duas horas de secagem em estufa, a temperatura de 100°C , durante o dia. À noite, o material permanecia na estufa.

Depois de retirado da estufa, permitia-se um período de resfriamento de 15 minutos antes da imersão. A amostra inicial constituía-se de 500 g de material passante na peneira de $1/2''$ e retido na de $1/4''$ e mais 500 g de material passante na peneira de $1/4''$ e retido na n $^{\circ}$ 10.

Cada ensaio foi executado em 15 ciclos de imersão e secagem, avaliando-se em cada cinco ciclos, as variações de granulometria.

Ao final dos 15 ciclos, foi realizado o ensaio de compactação com a energia do Proctor Intermediário, em cilindro pequeno (935 cm^3), para cada uma das amostras ensaiadas. Após a compactação, foi determinada a granulometria do material. Com esse resultado, calculou-se a degradação do material, através da variação da curva granulométrica, utilizando-se a expressão:

$$ID = \sum \Delta i / N. \quad (5.1)$$

onde: ID = Índice de Degradação;

N = Número de peneiras em que foi realizada a granulometria.

Δi = Deslocamento da curva granulométrica na peneira.

Foram realizados 2 ensaios para a jazida de Pomerode, 3 ensaios para a de Blumenau e 4 ensaios para a de Brusque.

No anexo A, encontra-se descrito o método completo de realização deste ensaio.

5.5. ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO APÓS COMPACTAÇÃO (ID)

Normalmente, os projetos dos pavimentos de rodovias são elaborados obedecendo a especificações também relativas à granulometria do material. Para que se possa avaliar o comportamento do futuro pavimento e interpretar seu funcionamento estrutural, deve-se assegurar que os agregados mantenham as mesmas granulometrias durante a execução do pavimento e ao longo da vida útil. É com este objetivo que se deve avaliar o potencial de degradação dos agregados.

A energia do ensaio de compactação produz uma variação na composição granulométrica do material, caracterizada por um deslocamento Δ_i em cada peneira. Foi realizada uma granulometria antes do ensaio de compactação e as outras após a realização de cada uma das 3 recompactações.

O Índice de Degradação (ID) após os ensaios de compactação foi determinado a partir das granulometrias realizadas após a 1ª compactação e após a 3ª recompactação.

Ele foi obtido a partir do somatório dos deslocamentos Δ_i da curva granulométrica em cada peneira, dividido pelo número de peneira (N) usadas no ensaio conforme a equação 5.1.

A figura 5.2 ilustra o deslocamento da curva granulométrica com a compactação obtida por Buzzati, 1987, conforme expressão 5.1.

$$ID = \frac{\sum \Delta_i}{N} \quad (5.1)$$

onde: ID = Índice de Degradação;

N = Número de peneiras em que foi realizada a granulometria.

Δ_i = Deslocamento da curva granulométrica na peneira.

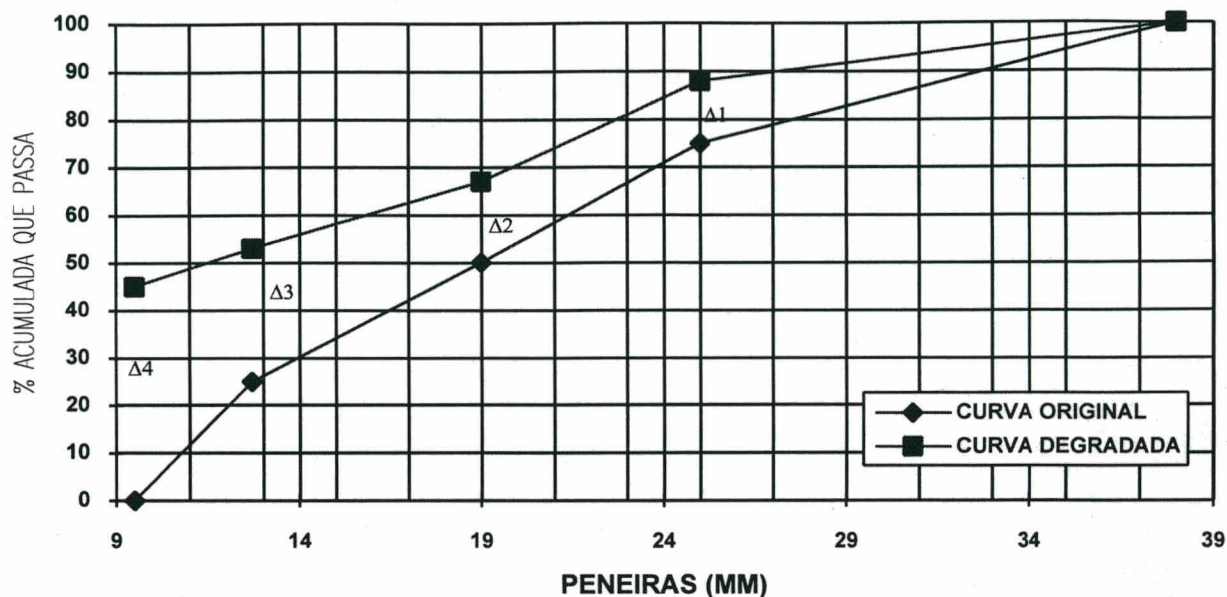


Figura 5.2 DESLOCAMENTO DA CURVA GRANULOMÉTRICA COM A COMPACTAÇÃO (BUZZATI,1987)

5.6. ENSAIO DE DEGRADAÇÃO DE WASHINGTON

Este ensaio não possui metodologia padronizada no Brasil. Os procedimentos adotados constam da publicação "The Washington Degradation Test - A Status Report" (MARSCHALL, 1967), segundo SANTOS (1990). No anexo A-II, encontra-se descrito o método completo de ensaio empregado nesta pesquisa.

Conforme citado em CARNEIRO e SILVA (1981), "Os Estados da Califórnia, e posteriormente, o de Washington, desenvolveram ensaios simples (principalmente o de Washington) para detectar nos agregados, a presença de materiais que possam produzir finos plásticos durante a vida dos pavimentos. As pesquisas observadas e executadas durante mais de dez anos demonstraram que estes ensaios podem substituir as análises petrográficas por meio de microscopia, apresentando a vantagem de serem ensaios de rápida e fácil execução, além do custo reduzido".

"Para verificar a possibilidade de formação de finos plásticos sugerimos que seja adotado o ensaio de degradação do Estado de Washington, por ser um ensaio, de simples execução, conforme mostram as pesquisas sobre o assunto, de grande sensibilidade e confiabilidade", conforme CARNEIRO e SILVA (1981).

De acordo com MACEDO e BRASILEIRO (1987) "O fator de degradação determinado pelo ensaio de Washington pode não representar o desempenho dos agregados em serviço, já que os nossos agregados são submetidos a climas totalmente diferentes daqueles da região em que o referido fator é adotado para aceitação dos agregados lá existentes".

O material a ensaiar é passante na peneira de 1/2", lavado sobre a peneira nº 10, e secado até peso constante, na temperatura de 100° C.

A amostra de 1.000 g é colocada em um recipiente plástico e adiciona-se 200 cm³ de água. Coloca-se então, a amostra no peneirador por 20 minutos e, a seguir, esvazia-se o recipiente, despejando-se o agregado com água e finos produzidos sobre uma peneira nº 10, sobreposta a peneira nº 200 e recolhendo-se o que passa em uma proveta graduada até 500 ml. Adiciona-se a seguir 7 ml de solução defloculante e agita-se a mistura. Na seqüência despeja-se o líquido em uma proveta a qual deve ser colocada em repouso sobre uma mesa. Após 20 minutos, lê-se a altura do sedimento H (em polegadas). Para calcular o fator de degradação, D, utiliza-se a seguinte equação:

$$D = [(15 - H)/(15 + 1,75 H)] \times 100 \quad (5.2)$$

onde:

H = altura do sedimento, em polegadas, na proveta graduada.

5.7. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS

Este ensaio foi realizado de acordo com o método de ensaio DNER ME 131-83.

A amostra foi compactada em molde cilíndrico com 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, na M.E.A.S. máxima obtida do ensaio de compactação de acordo com a Energia do Proctor Intermediário, com teores de umidade ótima e +2 e - 2% em relação a umidade ótima.

O ensaio foi realizado com o objetivo de determinar as propriedades resilientes do material e, também, verificar a variação do módulo resiliente, com a variação do teor de umidade e com a alteração granulométrica do material ocorridas nas recompactações.

Para a realização destes ensaios, procurou-se selecionar estatisticamente as amostras que representassem um grupo que tivessem valores M.E.A.S., ISC e granulometria representativos de cada jazida.

A determinação dos valores dos módulos resilientes, foram realizados em 3 amostras da jazida de Pomerode e em 4 amostras em cada uma das jazidas de Blumenau e Brusque.

Em cada amostra, foram realizados 6 (seis) ensaios para determinação dos valores modulares, assim distribuídos:

- a) 3 ensaios para a amostra normal, isto é, amostra coletada, preparada e compactada na energia correspondente ao Proctor Intermediário, sendo 1 no teor ótimo de umidade, 1 com umidade ot.+2% e 1 com umidade ót.- 2%.
- b) 3 ensaios para amostra após o 3ª recompactação, isto é, que já havia sofrido 4 compactações sucessivas. O CP foi compactado na energia correspondente ao Proctor Intermediário e nos teores ótimos de umidade e variações de +2% e - 2% no teor, em relação à umidade ótima.

Assim, ao todo foram realizados 66 ensaios, sendo 18 ensaios para a jazida de Pomerode, e 24 ensaios para cada uma das outras duas jazidas: Brusque e Blumenau.

5.8 ENSAIO DE ABRASÃO LOS ANGELES

Foi realizado de acordo com o método de ensaio DNER ME 35-64, com amostra seca. Os agregados enquadraram-se em uma das faixas granulométricas; A, B ou C, de acordo com a granulometria do material.

O resultado é a perda por desgaste, calculada por diferença entre o peso inicial da amostra e o peso final de material retido na peneira considerada, expresso em porcentagem do peso inicial.

De acordo com YODER & WITCZAC (1975), a qualidade dos materiais granulares utilizados em pavimentação pode ser determinada pelo ensaio de desgaste na máquina Los Angeles. Este ensaio quantifica a resistência à degradação do material sob a ação de esforço mecânico. Sendo isto importante sob o ponto de vista da geração de finos pela passagem do equipamento de compactação e do tráfego.

Para MINOR, citado em SANTOS (1990), "Existem dúvidas de que o ensaio de Abrasão Los Angeles produza no agregado a mesma solitação a que é submetido no campo. Refere-se, ainda, a agregados de boa "performance" que desenvolvem finos moderadamente plásticos na máquina Los Angeles e a outros que, produzindo finos não plásticos, apresentam mau comportamento em serviço. Os ensaios convencionais de resistência não são confiáveis para avaliar a qualidade dos agregados".

SANTOS (1990), afirma que "O ensaio Los Angeles mede a resistência do agregado à abrasão ou impacto sob condições altamente simplificadas. Sem dúvida, serve como medida parcial da qualidade dos agregados, quando entendidos estritamente como camada de tratamento superficial, mas a ação abrasiva a qual essas máquinas submetem o agregado pouco se assemelha à ação dos pneumáticos dos veículos nas rodovias atuais".

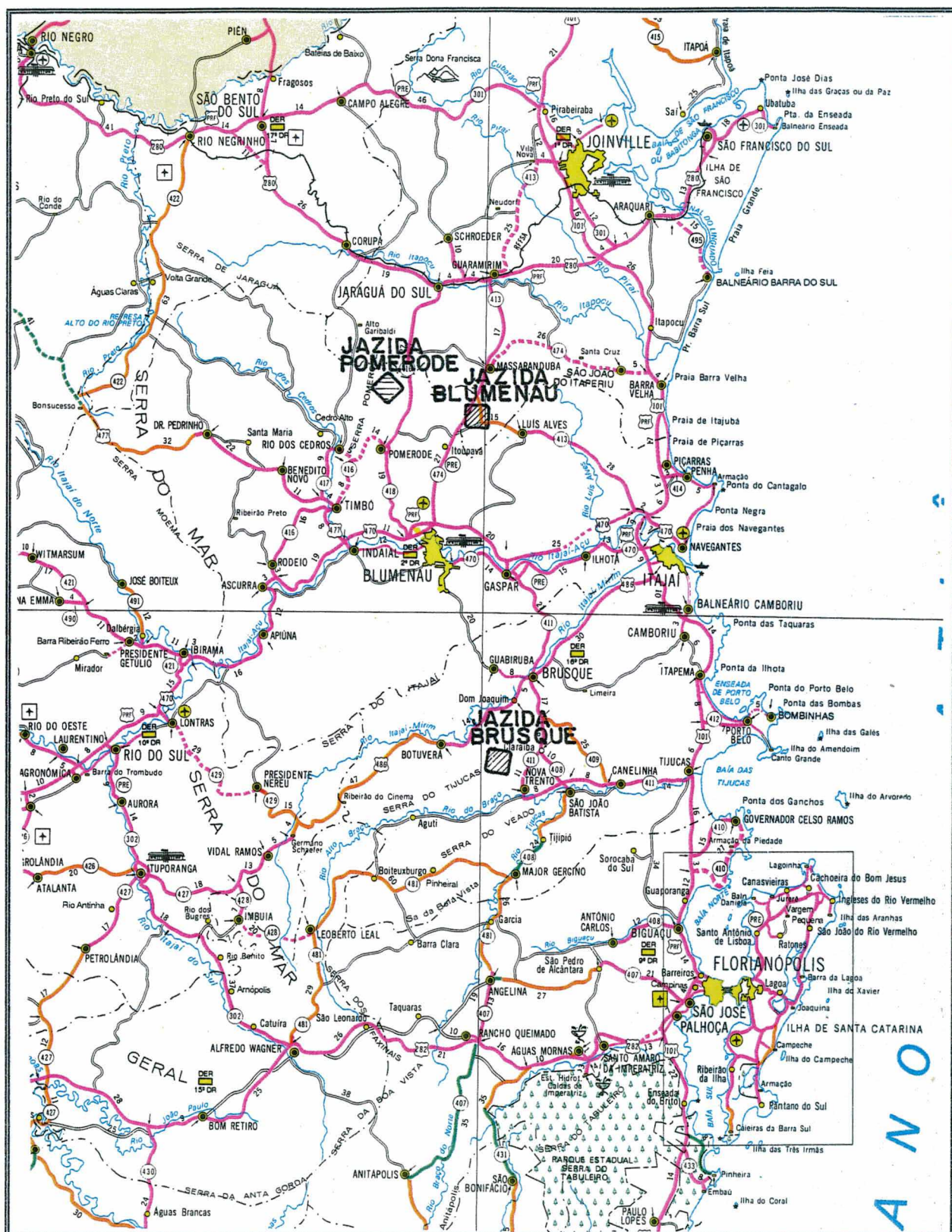


FIGURA 5.1 - LOCALIZAÇÃO DAS JAZIDAS, ONDE FORAM COLETADOS OS MATERIAIS

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios realizados estão apresentados no anexo B.

O quadro B.1, apresenta o resultado da Análise Química de 4 (quatro) amostras de cada uma das jazidas. No mesmo quadro são mostradas as relações entre os óxidos, representadas pelos seguintes coeficientes: Kr e Ki.

Os quadros B.2, B.3 e B.4, apresentam os resultados dos ensaios de caracterização das jazidas de Pomerode, Brusque e Blumenau, respectivamente. São apresentados os resultados do Equivalente de Areia (E.A.), Limite de Liquidez (L.L.), Limite de Plasticidade (L.P.), Índice de Plasticidade (I.P.) e a granulometria por peneiramento, com cálculo da média, desvio padrão e coeficiente de variação.

Os quadros B.5a, B.6a e B.7a, apresentam a influência das várias compactações na granulometria por peneiramento dos materiais das jazidas de Pomerode, Brusque e Blumenau, respectivamente. Mostra o peneiramento do material normal e o peneiramento após a compactação, e após cada uma das 3 recompactações realizadas.

Os quadros B.5b, B.6b e B.7b, apresentam os resultados da influência das várias compactações na granulometria por sedimentação dos materiais das jazidas de Pomerode, Brusque e Blumenau, respectivamente. É apresentado o resultado normal da granulometria por sedimentação e o resultado após a realização da 3ª recompactação.

O quadro B.8, apresenta um resumo do comportamento das granulometrias por sedimentação para a amostra normal e amostra após a realização da 3ª recompactação. Mostra o material classificado em pedregulho, Areia Grossa, Areia Fina, Silte e Argila, verificando-se o afinamento que acontece com o material, com a diminuição da fração pedregulho e aumento da fração Silte e fração Argila.

Os quadros B.9, B.10 e B.11, mostram os resultados do ensaio de compactação e ISC nas várias compactações realizadas, para as jazidas de Pomerode, Brusque e Blumenau, respectivamente. Foi realizado o ensaio de compactação normal (1ª compactação), mais as 3 recompactações, verificando-se a influência na variação da M.E.A.S e ISC com as recompactações.

O quadro B.12, mostra o resultado dos ensaios de Abrasão Los Angeles e Degradação de Washington para amostras das 3 jazidas.

Os quadros B.13a, B.13b e B.13c, mostram a influência do Ensaio de Molhagem e Secagem na granulometria do solo, para as jazidas Pomerode, Blumenau e Brusque, respectivamente. Com a variação da granulometria, obtidas pelos ciclos de molhagem e secagem e pela realização da compactação após o 3º ciclo, obteve-se o Índice de Degradação (ID) do material.

Os quadros B.14, B.15 e B.16, mostram os resultados dos ensaios de determinação dos módulos resilientes do material, para as jazidas de Pomerode, Brusque e Blumenau, respectivamente. São apresentados os resultados para amostra normal e após a 3ª recompactação, para os teores ótimos de umidade e $\pm 2\%$ de variação do teor de umidade em relação à ótima. São, também, apresentados os valores médios para as amostras normais e amostras após a 3ª recompactação, com os respectivos desvios padrão.

Os quadros B.17a, B.17b e B.17c apresentam o resultado da variação do ISC e M.E.A.S. com a variação da energia de compactação, para as jazidas de Pomerode, Brusque e Blumenau, respectivamente. As energias utilizadas foram de: 18 golpes por camada (1,5 x PN), 26 golpes por camada (PI), 39 golpes por camada (1,5 x PI) e 55 golpes por camada, correspondendo a energia do Proctor Modificado.

Os quadros B.18a, B.18b e B.18c apresentam a variação da energia de compactação para teores de -2% e +2% em relação à umidade ótima, para atingir a mesma M.E.A.S. do ensaio de compactação com a energia do Proctor Intermediário, na umidade ótima.

6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.2.1 Análise química dos solos

Foi realizada uma análise química dos solos, com determinação dos seguintes elementos: silício, alumínio, ferro, titânio, magnésio e cálcio. Os resultados foram expressos, percentualmente, na forma dos seguintes óxidos: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , TiO_2 , MgO e CaO .

A representação na forma de óxido é feita para elementos metálicos e não - metálicos que forma óxidos (básicos ou ácidos).

Para se comparar dois horizontes de um perfil, ou dois perfis entre si, ao invés de se utilizar os teores dos elementos, são empregadas as Relações Moleculares. Para isso, determina-se, inicialmente, o número de moléculas-grama de cada constituinte, dividindo-se sua percentagem pelo respectivo peso molecular. Utilizando-se os pesos moleculares propostos por NIGGLI citado em VERDADE (1981), obtém-se as seguintes moléculas-grama.

$$\text{SiO}_2(\%) / 60; \quad \text{Al}_2\text{O}_3 / 102; \text{ e} \quad \text{Fe}_2\text{O}_3(\%) / 160$$

Dividindo-se o número de moléculas-grama de um componente pelo número de moléculas-grama de outro, obtém-se a relação molecular desejada.

As relações calculadas foram as representadas pelos Índices seguintes:

$$K_r = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \quad K_i = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3}$$

O quadro B.1 apresenta o resultado da análise química das amostras para cada uma das jazidas. Apresenta, também, os valores médios dos resultados dos ensaios com o respectivo desvio padrão (Sd) e, ainda, as relações moleculares. O quadro mostra que os valores de Kr variaram de 7,95 (Blumenau); 8,71(Jaraguá) até 12,02 (Brusque).

Segundo NOGAMI (1967), admite-se geralmente que os solos são lateríticos quando possuem a razão sílica sesquióxidos (Kr) inferior a 2,0.

Pelos resultados apresentados os materiais das jazidas não podem ser classificados como lateríticos pelos elevados valores de Kr, o que está coerente pois o material foram coletados no horizonte C. Portanto, os solos estudados são genuinamente residual saprolítico ou jovem.

Em relação aos resultados obtidos, pode-se tecer os seguintes comentários:

- O conteúdo de SiO₂ total obtido através da análise química é devido presença de silicatos e sílica livre. Os silicatos são os argilo-minerais, as micas e os feldspatos. A sílica livre é predominantemente de quartzo (variedade cristalina), opala (variedade amorfa), ágata e calcidônia (variedades Criptocristalinas) e ácidos silícicos amorfos. Nas argilas residuais, a sílica livre é devida, principalmente, ao quartzo macroscópico, constituinte comum das rochas ígneas SANTOS (1975);

- O alumínio (Al_2O_3), existente numa argila, está em sua maior parte combinado, formando argilo-minerais, geralmente caolinita. O teor médio de Al_2O_3 situa-se entre 6,6 e 9,2%, para as amostras ensaiadas;
- Quando os teores de TiO_2 são elevados a argila pode apresentar cor cinzenta. O teor médio de TiO_2 ficaram entre 0,48 a 0,88%;
- A hematita, magnetita, limonita, lepidocrocita, goetita e pirita são minerais de ferro (Fe_2O_3 e FeO) mais freqüentemente encontrados no solo. Seus efeitos se fazem sentir pela variação da cor à medida que a rocha vai se transformando em solo. A porcentagem de Fe_2O_3 aumenta lentamente à medida que a rocha se altera a solo. Os valores variaram de 2,0 a 4,3%, para os materiais ensaiados;
- Os óxidos de cálcio e magnésio (CaO e MgO) no solo, geralmente provém de calcita, dolomita e gipsita. A ocorrência de cálcio e magnésio quando estiverem presentes os minerais mencionados anteriormente, geralmente está associada à montmorilonita, na forma de cátion trocável. Os teores obtidos variaram de 0,7 a 1,8% para o CaO e de 0,7 a 1,1% para o MgO .

6.2.2 Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade

Os resultados obtidos em todas as amostras de todas as jazidas, com amostras normais e após a 3ª recompactação foram os seguintes:

- Limite de liquidez = não encontrado;
- Limite de plasticidade = não encontrado;
- Índice de plasticidade = não plástico.

Isso quer dizer que a plasticidade não é parâmetro para diferenciar o comportamento dos solos das 3 (três) jazidas.

6.2.3 Granulometria dos Solos

As figuras de 6.1 a 6.9 apresentam as curvas de Distribuição Granulométrica dos materiais das 3 jazidas, realizados para o ensaio normal e após cada uma das 4 compactações, mostrando a influência das recompactações na alteração granulométrica do material.

As figuras de 6.1 a 6.3, mostram os resultados para a Jazida - Pomerode. A figura 6.1 mostra a menor alteração para a curva granulométrica, A figura 6.2 mostra a maior variação para a curva granulométrica, e A figura 6.3 mostra o valor médio da alteração da curva granulométrica de todas as amostras ensaiadas da jazida.

As figuras de 6.4 a 6.6, mostram os resultados para a Jazida - Brusque. A figura 6.4 mostra a menor alteração para a curva granulométrica, A figura 6.5 mostra a maior variação para a curva granulométrica, e A figura 6.6 mostra o valor médio da alteração da curva granulométrica de todas as amostras ensaiadas da jazida.

As figuras de 6.7 a 6.9, mostram os resultados para a Jazida - Blumenau. A figura 6.7 mostra a menor alteração para a curva granulométrica, A figura 6.8 mostra a maior variação para a curva granulométrica, e A figura 6.9 mostra o valor médio da alteração da curva granulométrica de todas as amostras ensaiadas da jazida.

As figuras de 6.10 a 6.19 mostram o resultado da granulometria por sedimentação realizado para 2 amostras da jazida - Pomerode e 4 amostras para as Jazidas - Brusque e Blumenau. Verifica-se através das figuras a variação da granulometria realizada antes da 1ª Compactação e após a 3ª recompactação, mostrando-se a degradação granulométrica do material com as recompactações.

Para a jazida de Pomerode, verifica-se que o solo ensaiado, vai se transformando com as recompactações, acontecendo um afinamento do material, passando de solo A-1-b para solo A-2-4.

Na jazida de Blumenau não houve mudança, permanecendo o solo como A-2-4. Já na jazida de Brusque o solo passou de A-1-a para A-1-b, segundo a classificação H-R-B.

Em relação à granulometria, para a jazida de Pomerode a percentagem de argila, passa de 0,3 a 0,5% na amostra normal para 1,2 a 3,5% na amostra após a 3ª recompactação, enquanto que o percentual de silte contido na amostra normal fica entre 7,9 e 14,7% e passa para 9,0 a 15,1% após a 3ª recompactação.

Para a jazida de Blumenau, a amostra normal possui de 0,0 a 2,8% de argila passando a ter de 1,3 a 3,5% após a 3ª recompactação. O percentual de silte contido na amostra fica entre 5,4 e 8,9% na amostra normal e entre 11,7 a 19,3% após a 3ª recompactação.

Para a jazida de Brusque, a amostra normal possui de 0,7 e 0,8% de argila passando a ter de 0,8 a 3,7% após a 3ª recompactação. O percentual de silte contido na amostra fica entre 2,6 e 3,9% na amostra normal e entre 5,2 a 9,4% após a 3ª recompactação.

O quadro 6.1 apresenta os resultados da influência das recompactações na granulometria dos solos.

Quadro 6.1 - Influência das recompactações na granulometria dos solos.

JAZIDA	SILTE (%)						ARGILA (%)					
	Normal			Após 3ª recompact.			Normal			Após 3ª recompact		
	<	>	Méd	<	>	Méd	<	>	Méd	<	>	Méd
Pomerode	7,7	14,5	11,1	11,0	15,5	12,1	0,3	0,5	0,4	0,8	3,8	2,2
Blumenau	7,0	12,0	9,2	13,1	20,4	16,3	0,0	2,8	0,7	2,0	4,9	3,1
Brusque	4,0	5,4	4,7	6,5	10,9	9,6	0,0	0,7	0,3	0,8	3,7	1,9

6.2.4 Ensaios de Degradação

6.2.4.1 Ensaios de Abrasão Los Angeles

No Brasil o ensaio Los Angeles, embora muito contestado, ainda é um método utilizado pelo DNER para avaliar a durabilidade, em serviço de agregados graúdos submetidos à cargas abrasivas provocadas pelo tráfego e pelo efeito degradante dos rolos compactadores, conforme MACEDO et alli (1988b).

O DNER (1980), em suas especificações gerais para obras rodoviárias, estabelece os valores de perda por Abrasão Los Angeles, como máximos permitido, os apresentados no quadro 6.2.

Quadro 6.2 - Perda Por Abrasão Los Angeles máxima, conforme especificações do DNER

Utilização	Perda por Abrasão Los Angeles (%)
Base estabilizada Granulométricamente	55
Concreto Asfáltico Usinado a Quente	50
Macadame Betuminoso e Tratamento Superficial	40 a 50
Macadame hidráulico	50

O quadro 6.3, apresenta os valores de Abrasão Los Angeles para os materiais ensaiados.

Quadro 6.3 - Resultados do Ensaio de Abrasão Los Angeles

Jazida	Valores de desgaste	Média
Pomerode	de 43,3 a 54,2%	48,8%
Blumenau	de 51,5 a 68,3%	59,9%
Brusque	de 56,0 a 62,7%	59,6%

O ensaio foi realizado nas faixas compatíveis com a granulometria do material, procurando-se ensaiar sempre na faixa mais aberta possível.

Pelos resultados verificados no quadro 6.3, o material atende a especificação do DNER de material de base para a jazida Pomerode, ao passo que para as jazidas de Blumenau e Brusque o material não atende esta condição.

De acordo com MACEDO et alli (1988a), é muito comum adotar-se o ensaio de desgaste para avaliar a resistência à compressão de um agregado.

O resultado fornecido pelo ensaio Los Angeles é uma combinação de características de fragilidade, dureza e resistência ao desgaste do material e, indiretamente, de sua resistência à compressão.

A interpretação dos resultados não é unânime e vários pesquisadores e instituições divergem acerca do seu verdadeiro significado.

Conforme MACEDO et alli (1988a), sugere que, se a perda após 100 revoluções for consideravelmente superior a 20% do valor obtido após 500 rotações, essa deve ser uma indicação da presença de partículas fracas ou friáveis no agregado.

Segundo CARNEIRO e SILVA (1981) "É sabido que apesar das especificações do DNER exigirem desgaste Los Angeles inferior a 55% para qualquer tipo de base estabilizada granulometricamente, normalmente esta exigência não é verificada na maioria das bases estabilizadas quando é empregado cascalho, saibro, ou mesmo nas misturas solo-brita. Caso o DNER fizesse cumprir à risca as suas especificações quanto ao valor Los Angeles, vários pavimentos que hoje apresentam bom comportamento, não teriam sido construídos".

Ainda, segundo os mesmos autores, "Trechos de estradas do Estado do Rio de Janeiro e do Estado de Minas Gerais que foram executados com base e revestimento utilizando brita com desgaste Los Angeles superior a 60 e mesmo superior a 70%, tem apresentando, também, bom comportamento".

No trabalho de CARNEIRO e SILVA (1981), é citado que "a experiência na BR-040 foi coroada de pleno êxito, possibilitando que o DNER, calcado no bom desempenho estrutural dos trechos executados, aprovasse a execução da camada de base de brita graduada e das camadas do revestimento de concreto betuminoso usinado a quente com utilização da rocha do Paredão, apesar de seu desgaste Los Angeles ser superior a 70%".

Pelos resultados obtidos nos ensaios e pelas características dos materiais, verifica-se que um deles atenderia as condições especificadas para base, ao que os outros 2 não atendem essa condição.

6.2.4.2 Índice de Degradação de Ruiz (ID)

Foram realizadas as granulometrias por peneiramento, após cada um dos 4 ensaios de compactação para a mesma amostra, para simular a degradação do material com as operações de gradeamento e recompactação, que ocorrem no campo durante o processo executivo.

Uma das formas de fazê-lo é através do índice de degradação (ID) proposto por Ruiz, conforme BUZATTI (1987). O ID foi definido por Ruiz como sendo a somatória dos deslocamentos Δ_i da curva granulométrica em cada peneira, dividida pelo número "N" de peneiras usadas no ensaio, conforme equação 5.1.

Desta maneira, um valor de $ID = 0$ define um agregado ideal, resistente à degradação. O valor máximo de ID será 100, definindo um agregado de péssima qualidade.

O ID pode ser usado, também, como uma complementação do ensaio de Abrasão Los Angeles. Se os agregados considerados de boa qualidade no ensaio Los Angeles apresentarem ID elevado, esta informação poderá ser útil para racionalizar o uso dos equipamentos de compactação, evitando-se que ocorra um esmagamento excessivo das partículas e, conseqüentemente, a alteração granulométrica, do agregado. Desta forma, o conceito do ID de Ruiz é útil no controle das alterações granulométricas ocorridas durante as operações de execução das camadas.

Entretanto, BUZATTI (1987) não encontrou coerência entre os resultados de Abrasão Los Angeles e ID para grupos de amostras de mesma natureza. Assim, devido às particularidades geológicas de cada amostra e à dificuldade de se obter um número representativo de amostras geologicamente homogêneas, ele sugere que cada caso seja analisado individualmente, sem a preocupação de serem adotadas soluções gerais.

Analisando amostra de basalto ele encontrou ID = 24%, enquanto que os valores L.A., variaram de 10 a 19%. Já nos granitos, com valores de ID = 43%, os valores de L.A. estiveram no intervalo de 45 a 72%.

As figuras de 6.1 a 6.9 mostram a degradação do material com as várias compactações.

O quadro B.19, apresenta os valores do Índice de Degradação de Ruiz (ID), para cada uma das amostras de cada jazida, para amostra após a 1ª compactação e após a 3ª recompactação.

Observa-se que, para os materiais estudados, há uma coerência entre os resultados obtidos para o ID e para o LA. Aumento do ID correspondeu a um aumento do LA.

Pelos resultados dos ensaios, observa-se que o ID cresce com o número de compactações, isto é, quanto maior o número de moldagens do mesmo material, maior a transformação granulométrica do mesmo, caracterizando um afinamento do material. Esta transformação é maior nas primeiras compactações e vai decrescendo à medida que se retrabalha o material.

O quadro 6.4 mostra a variação do ID com o número de recompactação das amostras.

Quadro 6.4 - variação do ID com o número de recompactações

Jazida	N	Após 1ª Compactação				Após 3ª recompactação			
		ID _{mín}	ID _{máx}	ID _{méd}	Sd	ID _{mín}	ID _{máx}	ID _{méd}	Sd
Pomerode	12	0,89	13,70	3,6	3,6	3,41	9,31	7,7	4,3
Blumenau	18	0,84	15,98	7,0	4,2	2,71	19,98	9,5	4,9
Brusque	17	0,93	17,41	8,9	4,8	0,41	23,73	16,2	4,4

Onde:

N = número de amostras;

ID_{mín} = menor valor de ID;

ID_{máx} = maior valor de ID;

ID_{méd} = valor médio de ID, para o número de amostra ensaiadas e;

Sd = Desvio Padrão

Pode ser observado pelos resultados da análise granulométrica e do Índice de Degradação que nem sempre o material de granulometria mais aberta tem a maior degradação. A jazida de Pomerode é de granulometria mais aberta que a de Blumenau, mas, apresentou ID menor do que esta, o que quer dizer que o ID depende, além da composição granulométrica, também de outros fatores intrínsecos ao próprio material, como por exemplo, o grau de intemperismo.

6.2.4.3 - Índice de Degradação por Molhagem e Secagem

O ensaio de molhagem e secagem foi introduzido nos estudos do Basalto por MARCON et alii (1981) e no estudo do Riodacito por SANTOS (1991) para se tentar avaliar o comportamento dos agregados simulando as variações climáticas que ocorrem em nosso meio.

Segundo SANTOS (1991), a avaliação da degradação dos agregados por molhagem e secagem pode ser feita à temperatura de 100° C. Esta temperatura é mais interessante na prática por ser mais econômica e mais utilizada em laboratório, permitindo que o uso da estufa possa a ser comum a outros ensaios.

Os resultados dos ensaios encontram-se nos quadros B.13a, B.13b e B.13c. Neles pode-se verificar, que as perdas por molhagem e secagem são muito pequenas, variando de 1,33 a 1,43 após 15 ciclos para a jazida de Pomerode; de 0,9 a 1,28 para a jazida de Blumenau; e, de 0,8 a 1,18 para a jazida de Brusque.

Observa-se, também, que os resultados da degradação por molhagem e secagem apresentam-se muito baixos, quase que insignificantes, e muito menores do que o ID calculados a partir das curvas granulométricas (vide quadro 6.4), antes e após o ensaio de compactação.

Como mostrado no quadro 6.5, verifica-se que o ID obtidos através da compactação, após o ensaio de molhagem e secagem são bastante elevados, situando-se na faixa dos 25% para as três jazidas estudadas.

Quadro 6.5 - Índice de Degradação do Ensaio de Molhagem e Secagem Obtidos Após a Compactação.

Jazida	Intervalo de Valores	Média
Pomerode	de 25,4 a 26,3	25,9
Brusque	de 21,9 a 28,8	26,0
Blumenau	de 21,6 a 29,1	24,8

O quadro 6.6, resume os valores médios obtidos para o Índice de Degradação (ID) através do ensaio de Compactação, e pelo ensaio de Molhagem e Secagem.

Quadro 6.6 - Valores do ID médio para cada jazida.

Jazida	Ensaio de Compactação		Ensaio de Molhagem e Secagem	
	Após 1 ^a Compactação	Após 3 ^a recompactação	Após 15 ^o Ciclo	Compactação Após 15 ^o Ciclo
Pomerode	3,6	7,7	1,38	25,9
Brusque	8,9	16,2	0,88	26,0
Blumenau	7,0	9,5	1,12	24,8

Portanto, verifica-se que os valores do ID, obtidos na compactação após o ensaio de molhagem e secagem são superiores aos obtidos no ensaio de compactação, mas bem mais próximos destes.

A diferença encontrada nos valores obtidos se deve, provavelmente, a três fatores:

- a) Granulometria do material utilizado no ensaio de molhagem e secagem, em que se eliminam os finos (abaixo da peneira 10), para efeito de realização do ensaio, se comparados aos de compactação e ISC. O fato de ter granulometria mais graúda vai facilitar a quebra dos grãos maiores.
- b) Pelos ciclos de molhagem e secagem onde os grãos maiores de quartzo sofrem fissuras que facilitam sua desagregação, quando da compactação.
- c) Pelo fato do ensaio da compactação ser realizado após o ciclo de molhagem e Secagem com uma única amostra para os 5 pontos da curva de compactação (amostra trabalhada), ao passo que o ensaio de compactação e ISC foi feito com 5 amostras diferentes, uma para cada ponto da curva de compactação (amostra não trabalhada), portanto após a 3^a recompactação o material sofreu 4 compactações.

6.2.4.4 Fator de Degradação de Washington

Este ensaio foi realizado com o objetivo de analisar a aplicabilidade do ensaio para avaliar o comportamento dos agregados no que diz respeito à produção de finos devido ao processo da compactação e recompactação dos mesmos.

A altura de sedimento é função da qualidade dos finos produzidos durante o ensaio, ou seja, quanto maior a altura do sedimento, menor o Fator de Degradação "D" e pior a qualidade do agregado.

Os valores podem variar de 0 a 100, correspondendo os maiores valores aos melhores materiais. A expressão 5.2, coloca os materiais duvidosos aproximadamente no meio da escala, estando os inadequados abaixo e os bons acima daquele ponto.

A experiência tem mostrado que é necessário considerar mais de um valor de aceitação ao estabelecer limites de especificação para o Fator de Degradação. Dependendo do emprego a que se destina o agregado, podem ser especificados diferentes valores mínimos. No quadro 6.7 são apresentados os valores mínimos do Fator de Degradação para vários materiais utilizados nas camadas do pavimento, conforme citado em CARNEIRO & SILVA (1981).

Quadro 6.7 - Valores Mínimos para D, segundo CARNEIRO e SILVA (1981)

Material	Fator de Degradação Mínimo (%)
Brita para camada de revestimento	25
Brita para camada de base	15
Agregado mineral para tratamento superficial betuminoso	30
Agregado mineral para mistura betuminosa na pista (road mix)	30
Agregado mineral para concreto asfáltico: camada de rolamento	30
Agregado mineral para concreto asfáltico: todas outras camadas	20

O quadro 6.8 apresenta os resultados obtidos com o ensaio de Degradação de Washington, nesta pesquisa.

Quadro 6.8 - Resultados dos Ensaio de Degradação de Washington.

Jazida	Valores (%)	Média (%)	Desvio Padrão (Sd)	Nº de amostras
Pomerode	de 15 a 35	25,0	14,1	2
Blumenau	de 8 a 24	13,7	9,0	3
Brusque	de 4 a 12	6,8	3,6	4

Observando-se os valores do quadro 6.8, verifica-se que o material da jazida Pomerode atende os valores estabelecidos para bases de pavimento, ao passo que o material das outras duas jazidas não atendem esta condição.

6.2.5 Ensaio de Equivalente de Areia

O ensaio de Equivalente de Areia (EA) foi idealizado por servir como um teste rápido de correlação-campo. O propósito do método é o de indicar, sobre condições padrões, a proporção relativa de argila ou finos plásticos existentes nos solos granulares e agregados finos que passa na # n° 4 (4,75mm). O termo "equivalente de areia" expressa o conceito de que solos granulares e agregados finos são misturados de partículas grossas e areia que são desejáveis, com argila ou finos plásticos que são indesejáveis.

O ensaio foi realizado em todas as amostras coletadas e em algumas amostra selecionadas após a 3ª recompactação. Os valores médios obtidos são mostrados no quadro 6.9.

Quadro 6.9 - Valores Médios do Equivalente de Areia.

Jazida	Intervalo de valores	Média dos valores	Desvio Padrão (Sd)	Nº de amostras
Pomerode	30,0 a 58,9	43,7	10,9	11
Blumenau	12,5 a 61,6	35,8	15,7	18
Brusque	50,3 a 77,5	62,0	8,2	16

O Quadro 6.10 mostra os valores médios do Equivalente de Areia obtidos com amostras após a 3ª recompactação.

Quadro 6.10 - Valores Médios do EA obtidos após a 3ª recompactação.

Jazida	Valores	Média	Desvio Padrão (Sd)	Nº de amostra
Pomerode	19,3 a 24,3	22,6	2,8	3
Blumenau	12,8 a 17,7	14,5	2,2	4
Brusque	24,3 a 30,9	28,2	2,9	4

Como se verifica pelos resultados obtidos, mostrados nos quadros 6.9 e 6.10, os valores do E.A. decrescem de forma acentuada com o retrabalhar do material. Nos resultados obtidos no ensaio de granulometria por sedimentação, há um aumento no teor de argila com o recompactar do material, o que explica a queda nos valores para o Equivalente de Areia.

Com as recompactações, há queda acentuada nos valores do EA, mas o mesmo não se observa com os parâmetros de resistência, medidos pelo ISC, e os valores dos módulos de resiliência, como será visto nos itens 6.2.6 e 6.2.7. Portanto, essa redução no EA não altera o comportamento do material nos parâmetros citados.

6.2.6 -Variação da M.E.A.S., ISC e Expansão com a Recompactação

Observa-se, pelos resultados obtidos neste trabalho e apresentados no Quadro 6.11, que há um ganho significativo na M.E.A.S. máxima do material e um decréscimo na umidade ótima com as recompactações.

Para os valores de ISC, também ocorre, um pequeno ganho em relação às amostras não trabalhadas, verificando-se um acréscimo na 1ª recompactação, e pequenos decréscimos até a 3ª recompactação, mas nesta ainda com valores superiores aos da 1ª compactação.

Quadro 6.11 - Valores Médios de M.E.A.S.máx, ISC e Expansão, em função do número de recompactações

Jazida - POMERODE

Ensaio	1ª comp	(Sd)	1ª recomp	(Sd)	2ª recomp	(Sd)	3ª recomp	(Sd)
M.E.A.S.	2.038	54,9	2.073	45,1	2.070	45,2	2.084	44,8
hót	10,0 %	0,9	9,2 %	1,0	8,7 %	0,5	9,4 %	1,0
ISC	49,5 %	18,6	53,2 %	19,4	52,4 %	15,9	51,5 %	15,3
Expansão	0,1	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3

Jazida - BLUMENAU

Ensaio	1ª comp	(Sd)	1ª recomp	(Sd)	2ª recomp	(Sd)	3ª recomp	(Sd)
M.E.A.S.	1.957	50,9	1.990	61,3	1.988	53,3	2.010	53,8
hót	11,7 %	1,5	11,1 %	1,3	10,9 %	1,3	10,2 %	1,0
ISC	30,9 %	9,5	31,0 %	9,7	32,0 %	11,5	31,4 %	12,0
Expansão	0,14	0,14	0,22	0,27	0,27	0,29	0,47	0,47

Jazida - BRUSQUE

Ensaio	1ª comp	(Sd)	1ª recomp	(Sd)	2ª recomp	(Sd)	3ª recomp	(Sd)
M.E.A.S.	1.971	39,6	2.003	34,1	2.011	34,9	2.025	33,8
hót	11,4 %	1,1	10,0 %	1,0	9,8 %	0,9	9,5 %	0,7
ISC	50,8 %	11,4	54,4 %	10,9	52,4 %	18,0	51,9 %	16,0
Expansão	0,02	0,05	0,06	0,10	0,18	0,23	0,18	0,24

Onde: Sd - Desvio Padrão

M.E.A.S. - Massa Específica Aparente Seca máxima em Kg/m³

hót - Umidade ótima em %

ISC - Índice de Suporte Califórnia, em %

Expansão - Expansibilidade do material em %.

Em relação a expansão, observa-se que há acréscimos da expansão à medida que se recompacta o material, sendo tanto maior o aumento quanto maior for a expansão inicial do material.

A figura 6.21 mostra os valores médios da M.E.A.S. para cada uma das compactações realizadas, para a jazida - Pomerode, onde verifica-se o aumento da M.E.A.S. com as recompactações.

A figura 6.22 mostra a variação do valor médio do ISC para cada uma das compactações realizadas, para a jazida - Pomerode, onde verifica-se um acréscimo para a 1ª recompactação e pequenos decréscimos para a 2ª e 3ª recompactação, mas com valores superiores aos da 1ª compactação.

A figura 6.23 mostra a variação do valor médio da umidade para cada uma das compactações, para a jazida - Pomerode, onde verifica-se um decréscimo no teor ótimo de umidade até a 2ª recompactação, havendo um acréscimo da 2ª para 3ª recompactação.

A figura 6.24 mostra os valores médios da M.E.A.S. para cada uma das compactações realizadas, para a jazida - Brusque, onde verifica-se o aumento da M.E.A.S. com as recompactações.

A figura 6.25 mostra a variação do valor médio do ISC para cada uma das compactações realizadas, para a jazida - Brusque, onde verifica-se um acréscimo para a 1ª recompactação e pequenos decréscimos para a 2ª e 3ª recompactação, mas com valores superiores aos da 1ª compactação.

A figura 6.26 mostra a variação do valor médio da umidade para cada uma das compactações, para a jazida - Brusque, onde verifica-se um decréscimo no teor ótimo de umidade com as recompactações.

A figura 6.27 mostra os valores médios da M.E.A.S. para cada uma das compactações realizadas, para a jazida - Blumenau, onde verifica-se o aumento da M.E.A.S. com as recompactações.

A figura 6.28 mostra a variação do valor médio do ISC para cada uma das compactações realizadas, para a jazida - Blumenau, onde verifica-se um acréscimo até a 2ª recompactação e pequeno decréscimo para a 3ª recompactação, mas com valores superiores aos da 1ª compactação.

A figura 6.29 mostra a variação do valor médio da umidade para cada uma das compactações, para a jazida - Blumenau, onde verifica-se um decréscimo no teor ótimo de umidade com as recompactações.

O acréscimo da M.E.A.S. com as recompactações, deve-se aos seguintes fatores:

- Há uma redução dos índices de vazio;
- Preenchimento dos vazios pelos finos gerados, verificado através da variação granulométrica ;
- Provavelmente, pela acumulação de energia entre uma compactação e outra, pelo próprio processo de reparação do material, onde na fase de destorroamento não se consegue desagregar totalmente os grumos de argila, formados no processo de compactação.

O acréscimo no valor do ISC após a 1ª compactação, deve-se aos seguintes fatores:

- Aumento da M.E.A.S.;
- Redução do teor de umidade.

A redução do teor de umidade com as recompactação, é função da redução do índice de vazios.

Verifica-se que todas as jazidas atendem a especificação DNER - ES-P 08-71 para SUB-BASE ESTABILIZADA GRANULOMETRICAMENTE, em termos de ISC e Expansão.

6.2.7 Análise das propriedades de resistência quando o material estiver com a umidade nos limites especificados

O objetivo da análise foi o de verificar a influência da variação da umidade na M.E.A.S. e ISC do material, quando da compactação do solo.

Como determina a especificação do DNER, deve-se cobrar a máxima M.E.A.S. da hót do ensaio Proctor Intermediário, mas aceitando-se para a umidade uma variação de $\pm 2\%$ em relação à hót.

As figuras de 6.30 a 6.38, mostram a influência da energia de compactação na M.E.A.S., ISC e umidade, para os solos das 3 jazidas, cujos valores plotados são os médios das amostras ensaiadas.

As figuras 6.30, 6.33 e 6.36, mostram a variação da M.E.A.S. com o aumento da energia de compactação, para os teores de umidade ótima, -2% e + 2% de variação de umidade em relação à ótima, para as jazidas - Pomerode, Brusque e Blumenau respectivamente. Deste figura tira-se o número de golpes necessário para se obter a mesma M.E.A.S. do ensaio do Proctor Intermediário, quando se varia a umidade em -2% e +2%. Com a M.E.A.S.máx na hót das figuras, traça-se uma linha até as curvas de -2 e +2% de umidade, descendo-se até o eixo das abcissas determina-se o número de golpes.

As figuras 6.31, 6.34 e 6.37, mostram a variação do ISC com o aumento da energia de compactação, para os teores de umidade ótima, -2% e +2% de variação de umidade em relação à ótima, para as jazidas - Pomerode, Brusque e Blumenau respectivamente. Deste figura tira-se o número de golpes necessário para se obter o ISC, correspondente a M.E.A.S. máxima do ensaio do Proctor Intermediário na umidade ótima, quando se varia a umidade em -2% e +2%. Com o número de golpes, nas figuras, sobe-se até as curvas do ISC, destas, leva-se uma linha até o eixo das ordenadas e determina-se os valores dos ISC correspondentes.

O quadro 6.12, mostra os valores da energia necessária para se atingir a M.E.A.S.máx para -2% e +2% de umidade.

Quadro 6.12 - Variação da energia necessária para atingir a M.E.A.S. máx.

Jazida - POMERODE

Valores	M.E.A.S (Kg/m ³)	Nº de golpes (hót -2%)	Nº de golpes (hót + 2%)	ISC (hót)	ISC (hót - 2%)	ISC (hót + 2%)
Média	1.995	42	51	30,0	28,0	19,0
Sd	63,0	6,4	6,1	1,3	6,4	1,5
Cv (%)	3,2	15,3	12,0	4,3	23,0	8,0
Variação do valor do ISC				100%	93%	63%

Jazida - BRUSQUE

Valores	M.E.A.S (Kg/m ³)	Nº de golpes (hót -2%)	Nº de golpes (hót + 2%)	ISC (hót)	ISC (hót - 2%)	ISC (hót + 2%)
Média	1.942	37	44	38,6	36,9	30,2
Sd	18,9	6,5	4,7	7,2	5,4	4,9
Cv (%)	1,0	17,7	10,7	18,8	14,7	16,3
Variação do valor do ISC				100%	96%	78%

Jazida - BLUMENAU

Valores	M.E.A.S (Kg/m ³)	Nº de golpes (hót -2%)	Nº de golpes (hót + 2%)	ISC (hót)	ISC (hót - 2%)	ISC (hót + 2%)
Média	1.982	37	48	26,8	29,0	15,7
Sd	32,5	5,2	7,2	6,4	9,6	8,5
Cv (%)	1,6	14,0	15,0	24,0	33,0	54,0
Variação do valor do ISC				100%	108%	58%

Como pode ser visto no quadro 6.12, a energia necessária para se atingir a M.E.A.S.máx para - 2% de umidade situa-se em torno de 1,5 vezes a energia do Proctor Intermediário e para + 2% de umidade, situa-se em torno de 1,8 vezes da mesma energia para a umidade "ótima". Isso quer dizer que para se compactar esse material na M.E.A.S. máxima do ensaio de compactação no Proctor Intermediário, mas com teores de umidade de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, é necessário um dispêndio de energia de 1,5 a 1,8 vezes maior do que quando o material se encontra na umidade ótima.

Verifica-se que o valor do ISC para -2% (ramo seco) de umidade, situa-se muito próximo do ISC na umidade ótima, variando de 93% a 108%, nas 3 jazidas estudadas.

Já para os ISC com teor de +2% de umidade (ramo úmido), observa-se uma queda significativa ficando entre 58% e 78% do valor para a umidade ótima, mostrando com isso, que a resistência desse material tem queda acentuada quando se trabalha no ramo úmido da curva de compactação.

Pode-se afirmar que quando não se tem certeza de se poder trabalhar na umidade "ótima" ou no ramo seco da curva de compactação, até o teor de -2% na umidade, deve-se reduzir o valor do ISC, para efeito de projeto, adotando-se para tal em torno de 60% do valor obtido no ensaio de compactação para o teor "ótimo" de umidade.

Segundo os valores de tensões obtidos pelo programa FEPAVE2, esse tipo de material não apresenta problemas quanto à resistência, mas sim apresenta problemas com relação aos altos valores de deformação recuperável (deflexão), acarretando certamente problemas prematuros de fadiga no revestimento, principalmente quando se compacta o material com umidades acima da hót.

As figuras 6.32, 6.35 e 6.38, mostram a variação da Umidade com o aumento da energia de compactação, para as jazidas - Pomerode, Brusque e Blumenau respectivamente. Nestas figuras, verifica-se diminuição do teor de umidade à medida que se aumenta a energia de compactação. Quanto maior a energia de compactação empregada, tanto mais próximos ficarão uns dos outros os grãos dos solos e, como consequência menor os vazios para serem ocupados pela água.

6.2.8 Módulos de resiliência

Em relação aos resultados obtidos, pode-se tecer os seguintes comentários:

Jazida - Pomerode

A figura 6.39 mostra o resultado dos ensaios de módulo de resiliência do material ensaiado, localizado-os na figura de classificação proposta por PREUSSLER e MEDINA (1981).

- O módulo obtido para a amostra normal na umidade ótima se enquadra no Grupo I da classificação de PREUSSLER e MEDINA (1981), isto é, solos com grau de resiliência elevado, que segundo os autores, não devem ser empregados em estruturas de pavimentos e constituem subleitos de péssima qualidade.
- Os módulos resilientes dos materiais crescem após a 3ª recompactação, tanto os obtidos na umidade ótima como para os obtidos com valores de +2% e - 2% de umidade em relação à hót.
- Os módulos resilientes diminuem com o aumento do teor de umidade, tanto para a amostra normal quanto para a amostra após a 3ª recompactação. Segundo PREUSSLER (1983) "o módulo diminui muito com o aumento da umidade de compactação. A prática de compactação no ótimo ou aquém deste é, portanto, muito recomendável". O módulo resiliente decresce quando o grau de saturação aumenta.
- Na 3ª recompactação, para pequenas tensões de confinamento, para hót e a - 2% da hót, os valores modulares se enquadram no grupo II de solos granulares, de acordo com a classificação de PREUSSLER e MEDINA (1981). Segundo eles, estes solos tem grau de resiliência intermediário, e podem ser empregados em estruturas de pavimentos, como base, sub-base e reforço de subleito, ficando o seu comportamento dependente dos valores de K₂, obtidos no ensaio:

Se: K₂ for menor que 0,5 e grau de compactação correspondente ao Proctor Modificado - o material terá BOM comportamento;

K₂ for maior que 0,5 o comportamento depende da camada e da qualidade do subleito.

Sugerem, os autores, espessura inferior a 40 cm e subleito coesivo de ISC > 10%.

- Para teores de umidade hót e +2%, os valores de K₂ são maiores do que 0,5, ao passo que para -2% de umidade os valores de K₂ são menores do que 0,5. O que vem a comprovar que para teores de umidade abaixo da hót, melhores são os valores dos módulos.

Pode-se dizer deste material que:

- Para amostra normal o mesmo se enquadra no Grupo I, e portanto constitui subleito de péssima qualidade.
- Para amostra após a 3ª recompactação, para umidade menor ou igual a $h_{ót}$, e pequenas tensões de confinamento o material se enquadra no Grupo II da referida classificação.

Jazida - Brusque

A figura 6.40 mostra o resultado dos ensaios de módulo de resiliência do material ensaiado, localizado-os na figura de classificação proposta por PREUSSLER e MEDINA (1981).

- Para a mostra normal na umidade ótima e para baixas tensões confinantes o módulo resiliente do material se enquadra no grupo II da classificação de PREUSSLER e MEDINA (1981).
- Para a amostra após a 3ª recompactação para os teores de umidade de -2% e +2% e para baixas tensões confinantes, o módulo resiliente do material se enquadra no grupo II da classificação de PREUSSLER e MEDINA (1981).
- Para a mostra normal os menores valores para os módulos resilientes foram os obtidos com -2% no teor de umidade e que se enquadram no grupo I da classificação dos referidos autores.
- Para a amostra após a 3ª recompactação, os menores valores modulares ficam no teor de umidade ótima e ficam classificados, segundo valores modulares no grupo II para baixas tensões confinantes.
- Os valores médios de K_2 são maiores do que 0,5, independente do teor de umidade em que o ensaio foi realizado.
- Verifica-se que para esta jazida as variações modulares não são muito acentuadas nem com as variações do teor de umidade nem com a recompactações do mesmo.

Pode-se dizer que esse material, para pequenas tensões de confinamento, se enquadra no Grupo II da classificação.

Jazida - Blumenau

A figura 6.41 mostra o resultado dos ensaios de módulo de resiliência do material ensaiado, localizado-os na figura de classificação proposta por PREUSSLER e MEDINA (1981).

- Os valores modulares obtidos para a amostra normal, nos teores de umidade ótima e +2% e - 2%, fica dentro do Grupo I da classificação de PREUSSLER e MEDINA (1981).
- Os módulos resilientes do material crescem após 3ª recompactação, tanto para a umidade ótima como para valores de +2% e - 2% na variação do teor de umidade, em relação à umidade ótima.
- Os valores modulares diminuem com o aumento do teor de umidade, tanto para a amostra normal quanto para a amostra após a 3ª recompactação.
- Para a amostra após a 3ª recompactação com +2% no teor de umidade os valores modulares ficam dentro do Grupo I da classificação de PREUSSLER e MEDINA (1981). Já para a amostra com o teor ótimo de umidade e para baixa tensão de confinamento o material se insere no Grupo II da referida classificação e para -2% no teor de umidade o valor modular se insere no Grupo II para baixa tensão de confinamento.
- Para amostras da 1ª compactação, os valores de K_2 são maiores do que 0,5. Para a amostra após a 3ª recompactação os valores de K_2 são menores do que 0,5 para hót e -2% da hót, ao passo que para +2% de umidade o valor de K_2 é superior a 0,5.

Nota-se que para esta jazida, os valores modulares para as amostras após a 3ª recompactação, são maiores do que para a amostra normal. Isto quer dizer que com o recompactar do material essa característica melhora, o que traria melhorias no comportamento do material, em relação às tensões e deformações impostas à camada betuminosa, e com redução na deflexão total do pavimento.

Pode-se dizer deste material que:

- Para amostra normal o mesmo se enquadra no Grupo I, e portanto constitui subleito de péssima qualidade.
- Para amostra após a 3ª recompactação, para umidade menor ou igual a hót, e pequenas tensões de confinamento o material se enquadra no Grupo II da referida classificação.

Pelos resultados obtidos no ensaio de ISC e Módulos Resilientes, as transformações granulométricas parecem ser irrelevantes no comportamento mecânico dos solos, como será visto no capítulo 7.

6.2.9. Análise mineralógica por Difração de Raio-X

Pela análise mineralógica por Difração de Raio-X, os materiais analisados apresentam os componentes qualitativos apresentados no quadro 6.13.

Quadro 6.13 - Componentes do material analisado, determinados por Difração de Raio-X

Jazida - Pomerode	Jazida - Brusque	Jazida - Blumenau
Anfibólio	----	Anfibólio
Esmectita	Caolinita	Esmectita
Feldspato	Feldspato	Feldspato
Ilita	Ilita	Ilita
Quartzo	Quartzo	Quartzo

Verifica-se que nas jazidas Pomerode e Blumenau aparece o argilo-mineral ESMECTITA, que tem características expansivas, o que pode explicar as maiores expansões observadas nos materiais provenientes destas jazidas, principalmente da jazida de Blumenau.

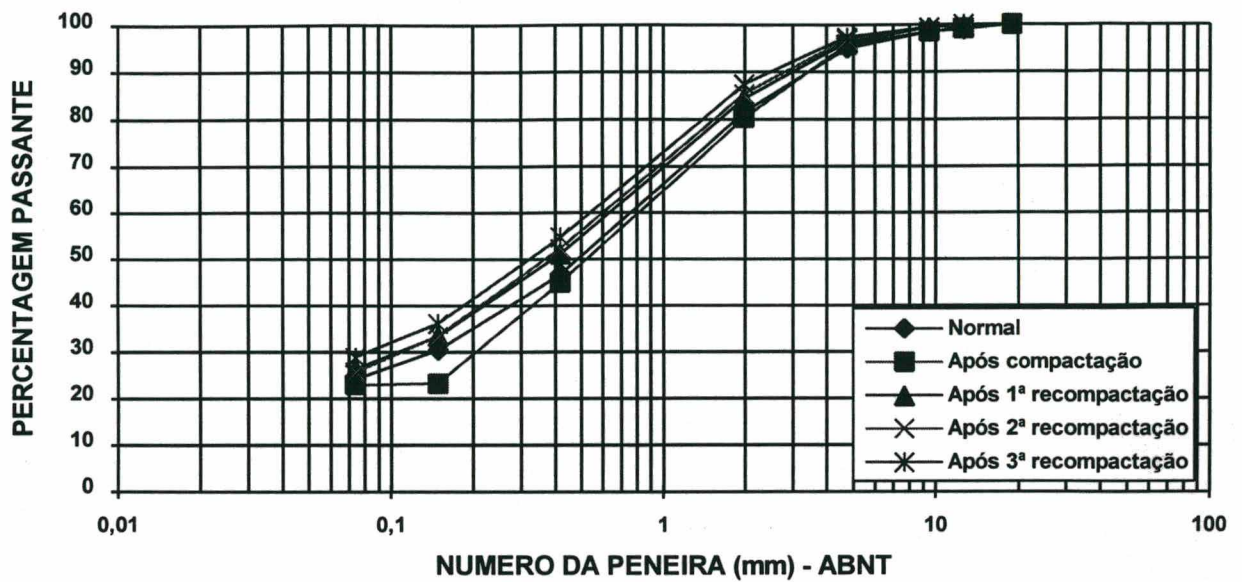


Figura 6.1 - Jazida: POMERODE
CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 2 - MENOR "ID"

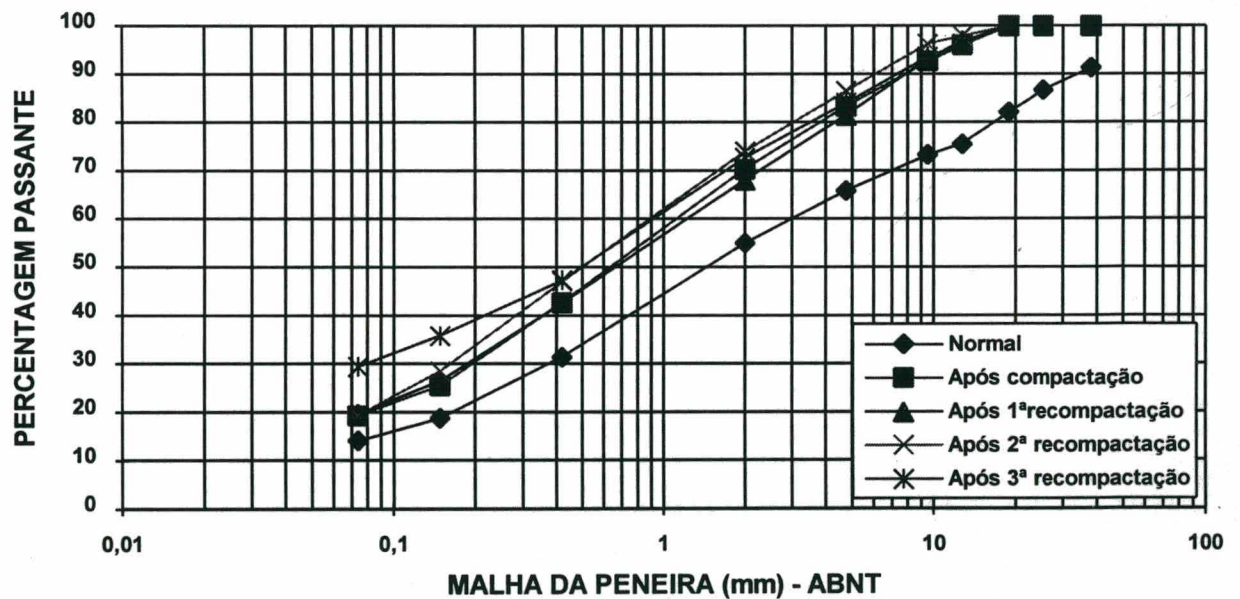
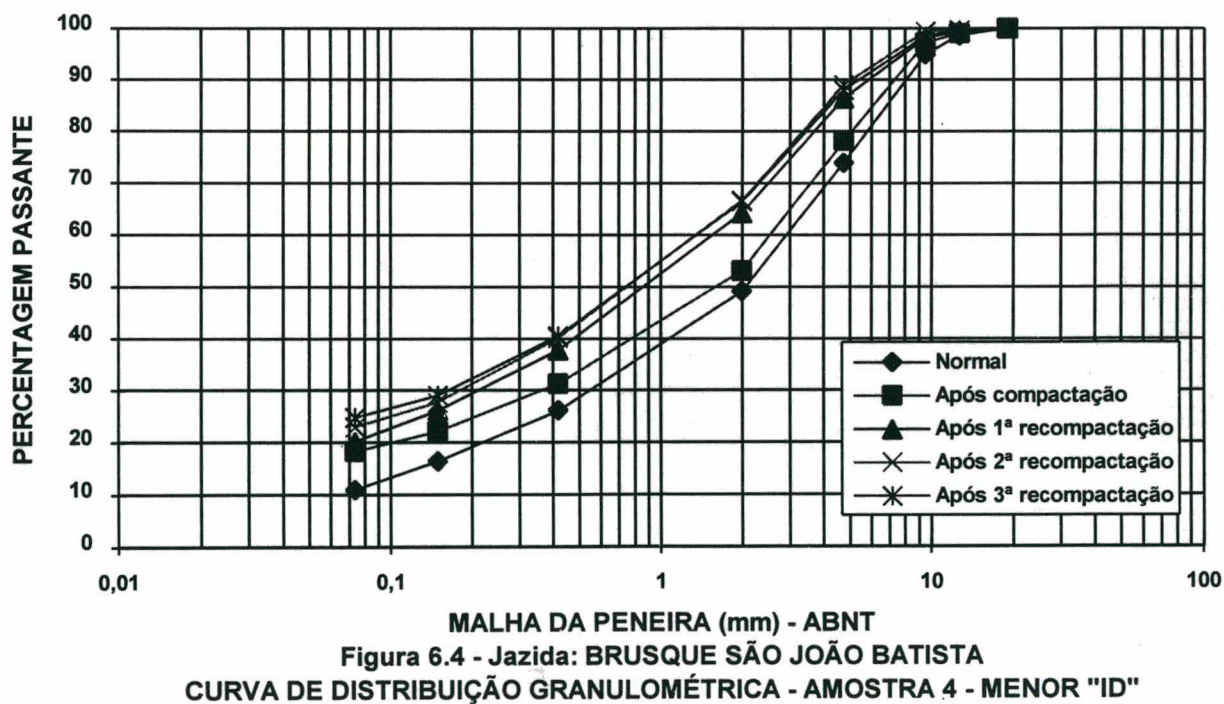
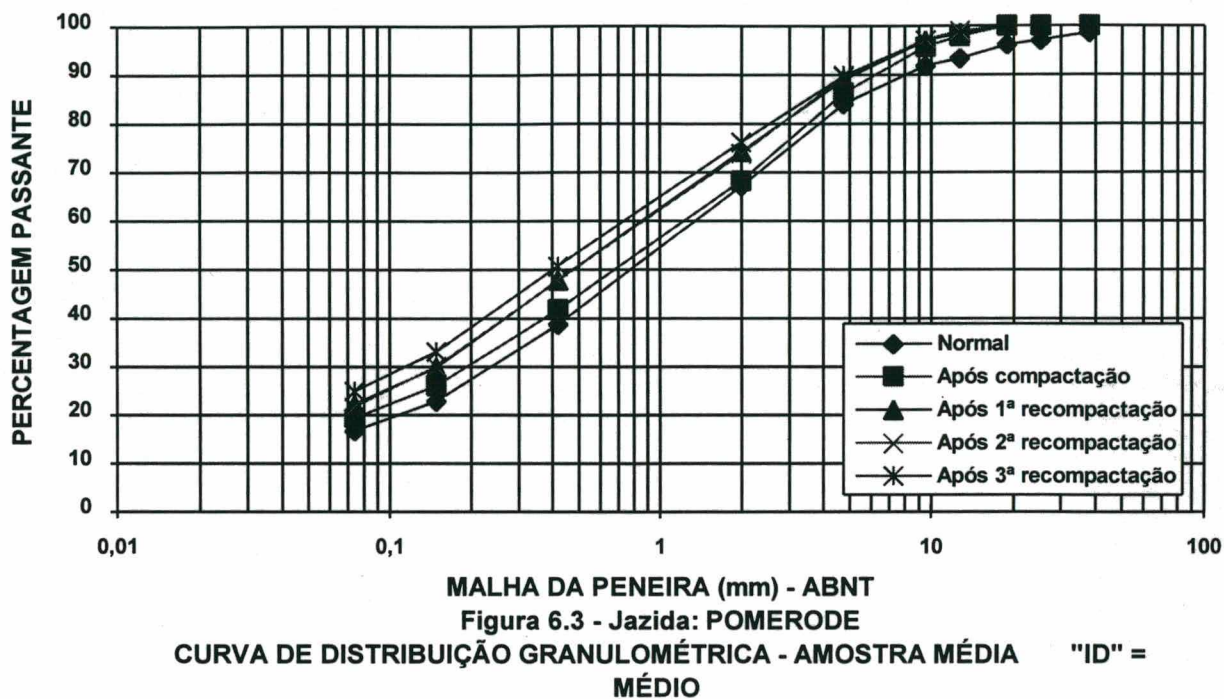


Figura 6.2 - Jazida: POMERODE
CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 10 - MAIOR "ID"



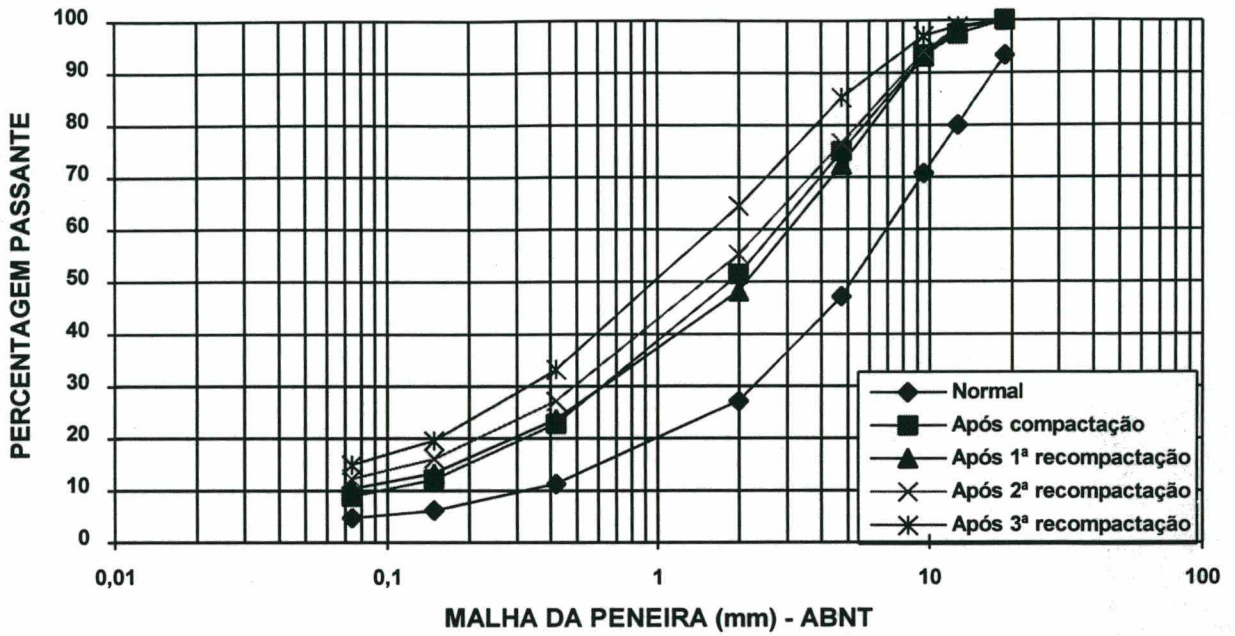


Figura 6.5 - Jazida: BRUSQUE
CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 11 - MAIOR "ID"

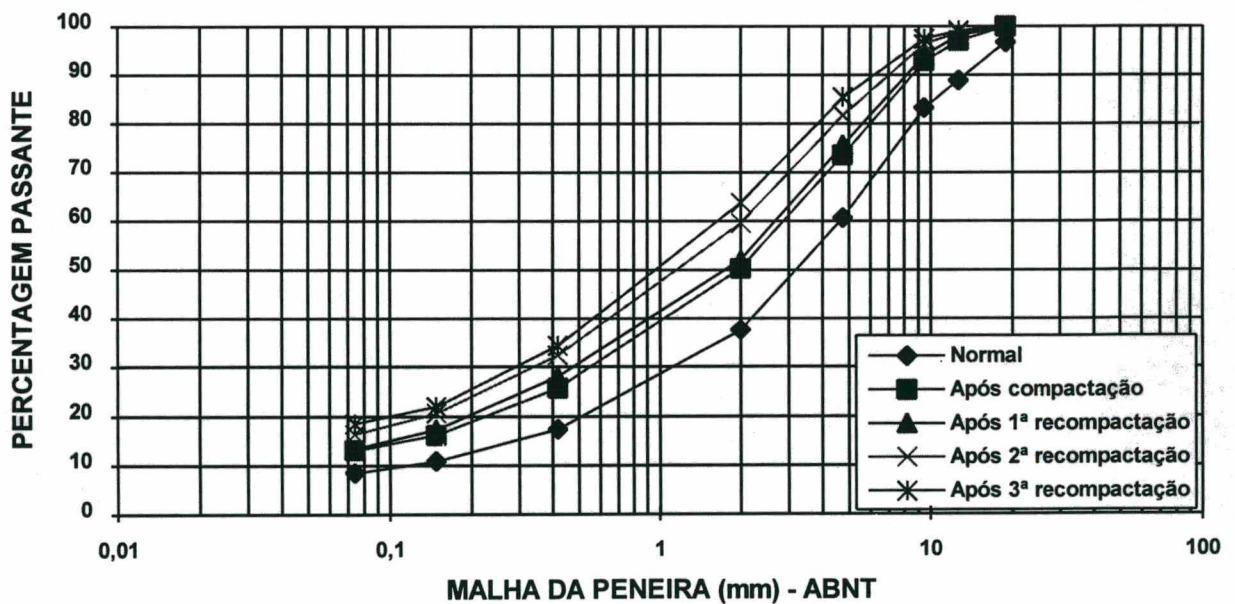
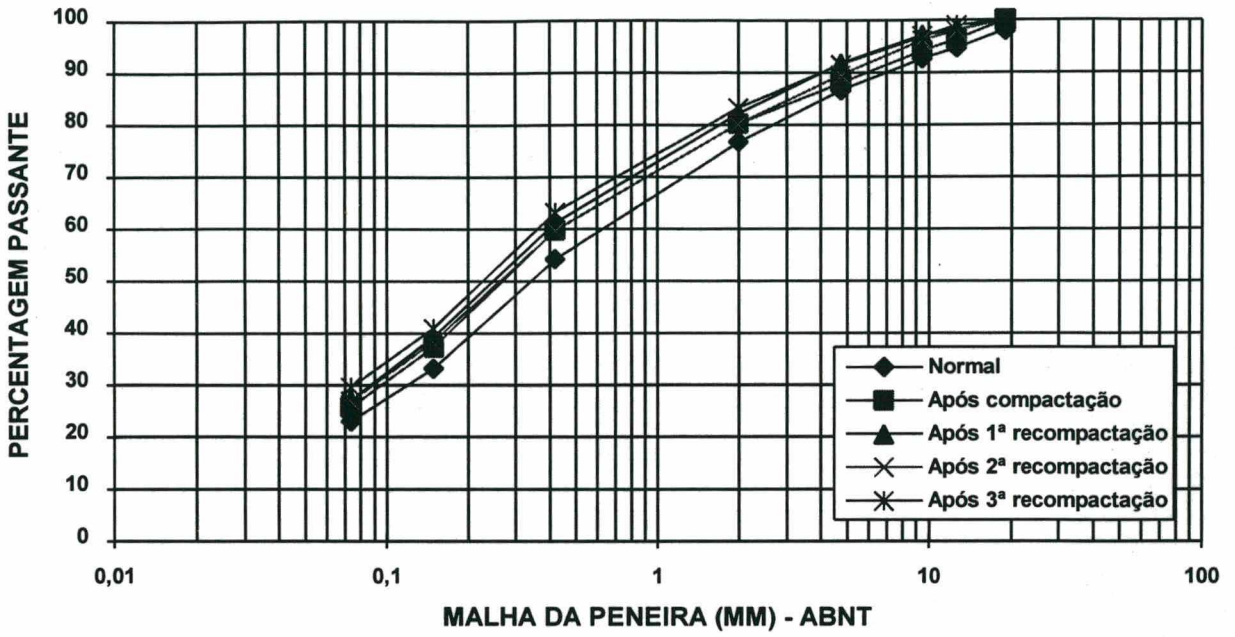
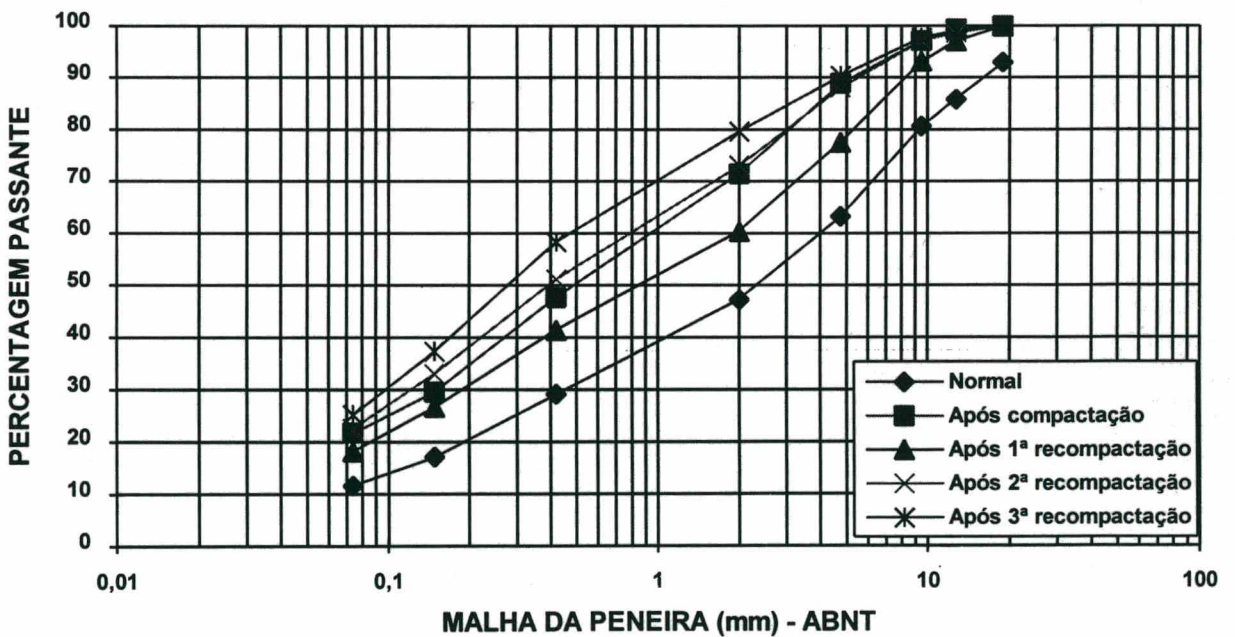


Figura 6.6 - Jazida: BRUSQUE
CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA MÉDIA - "ID" = MÉDIO



MALHA DA PENEIRA (MM) - ABNT
 Figura 6.7 - Jazida: BLUMENAU
 CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 11 - MENOR "ID"



MALHA DA PENEIRA (mm) - ABNT
 Figura 6.8 - Jazida: BLUMENAU
 CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 3 - MAIOR "ID"

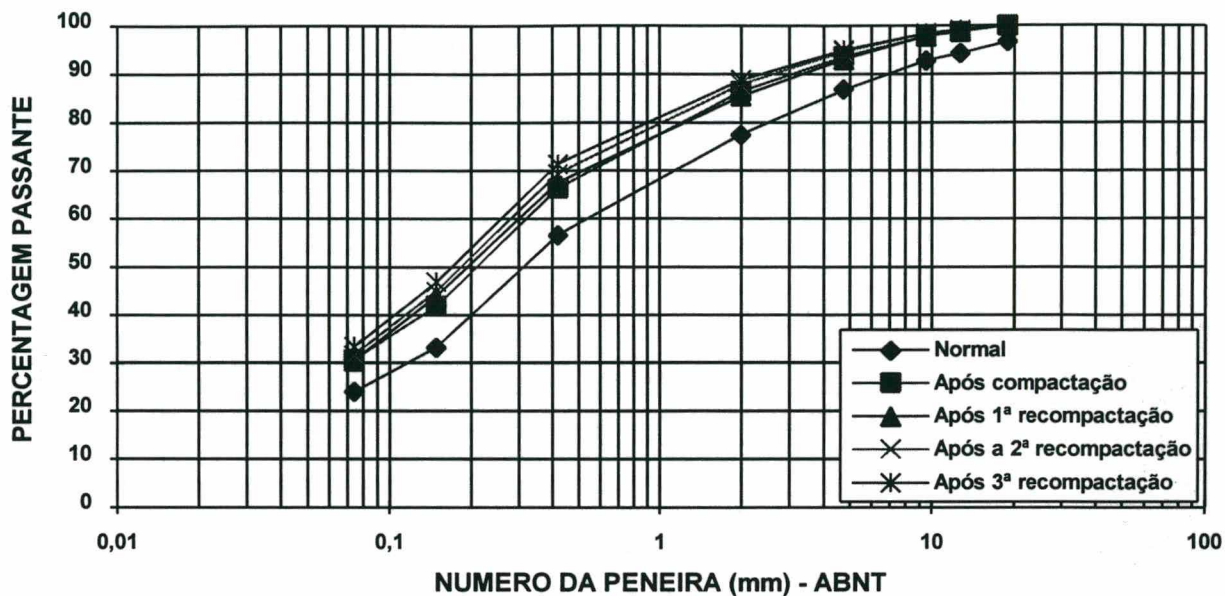


Figura 6.9 - Jazida: BLUMENAU
 CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA MÉDIA "ID" = MÉDIO

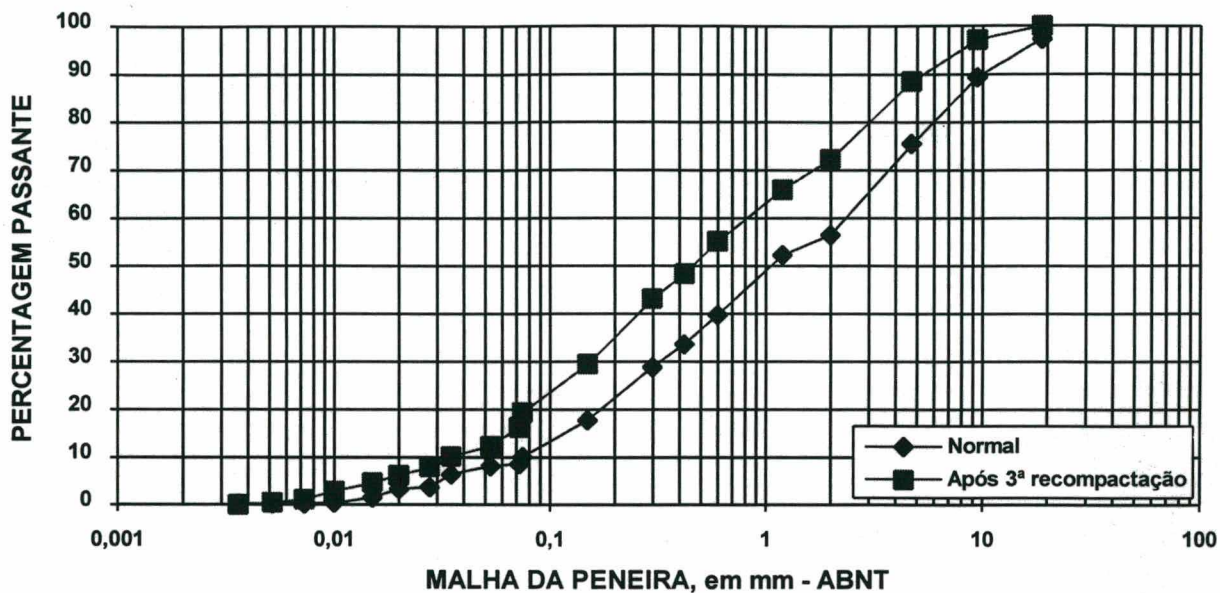


Figura 6.10 - Jazida: POMERODE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO

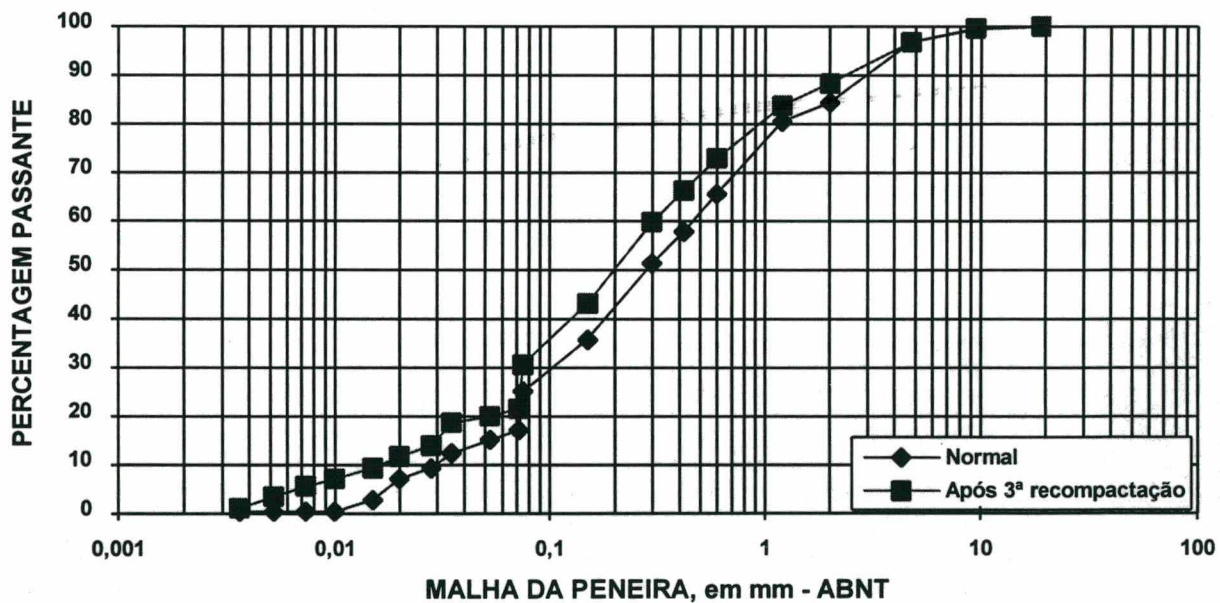
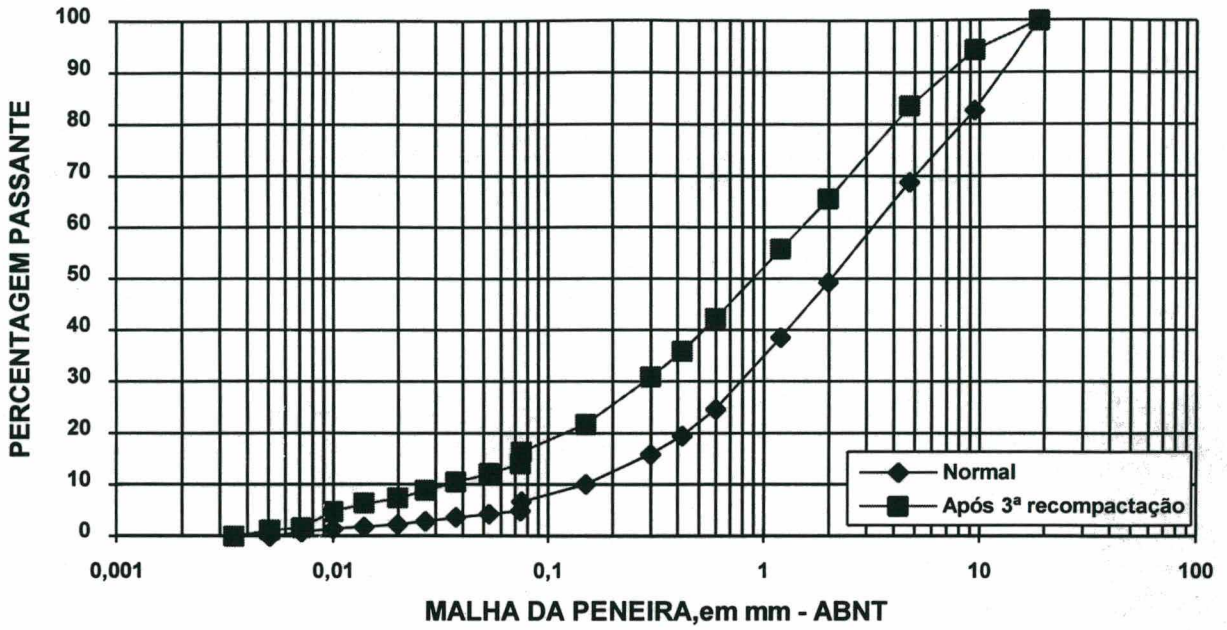
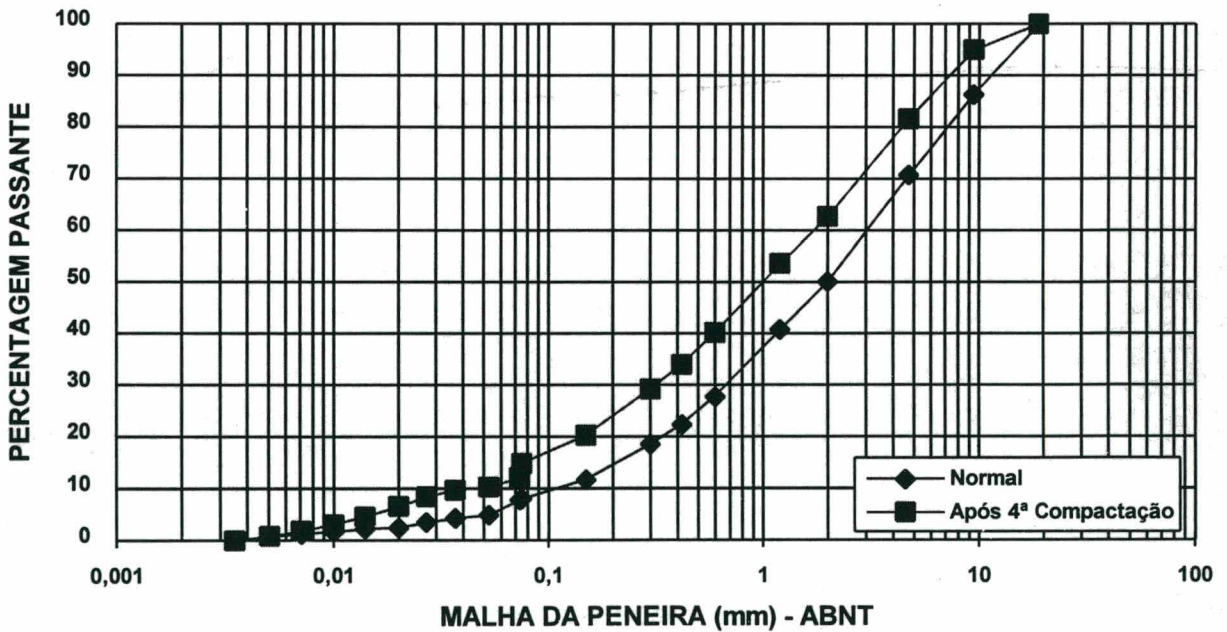


Figura 6.11 - Jazida: POMERODE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA B



**Figura 6.12 - Jazida: BRUSQUE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 01**



**Figura 6.13 - Jazida: BRUSQUE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 7**

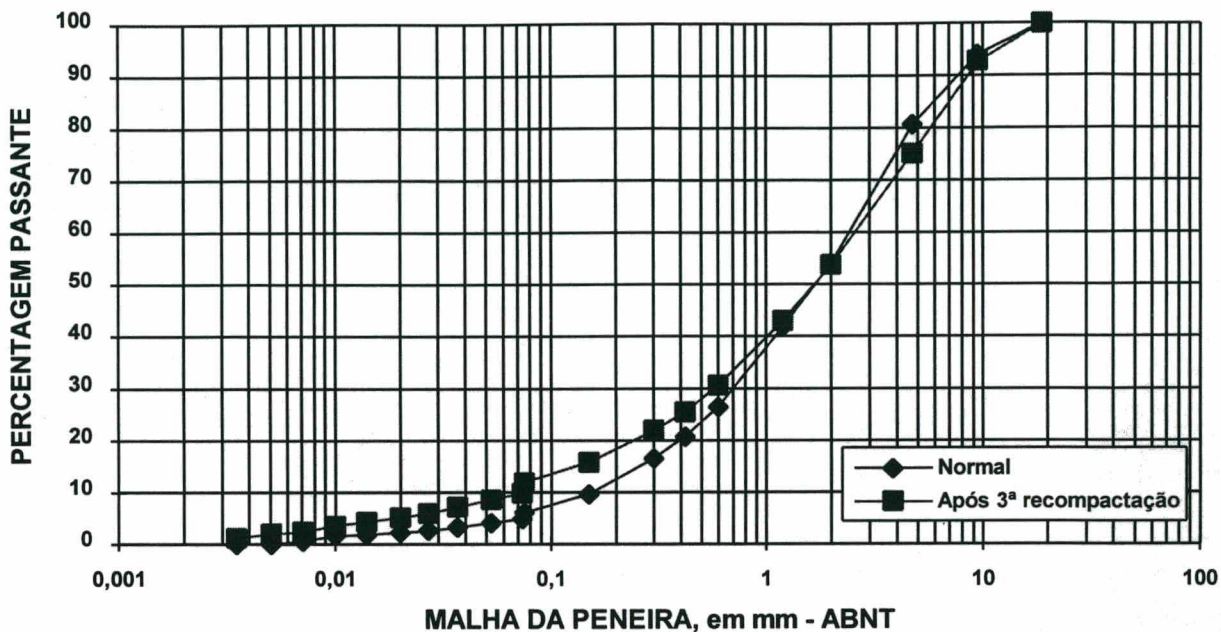


Figura 6.14 - Jazida: BRUSQUE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 11

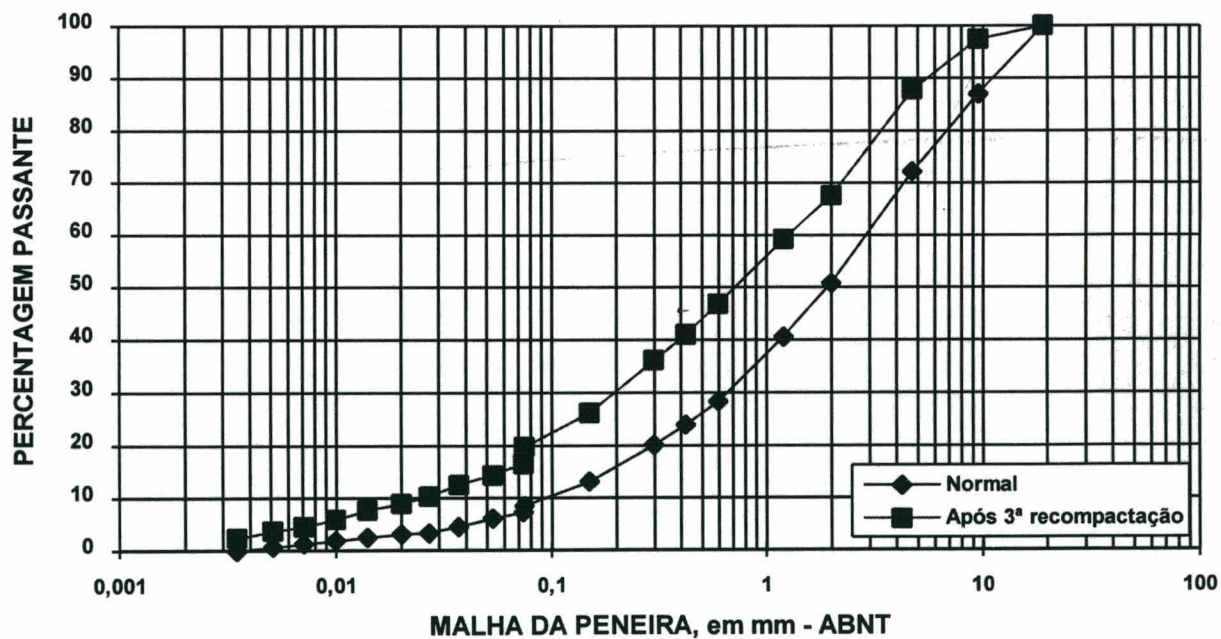


Figura 6.15 - Jazida: BRUSQUE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 16

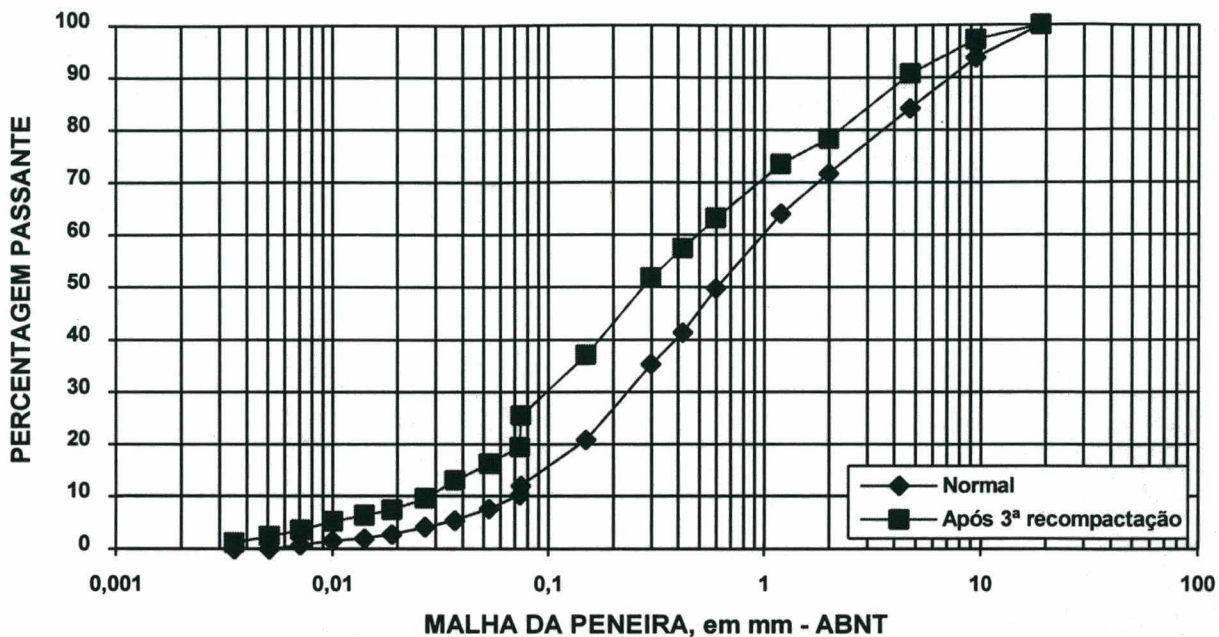


Figura 6.16 - Jazida: BRUSQUE
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 03

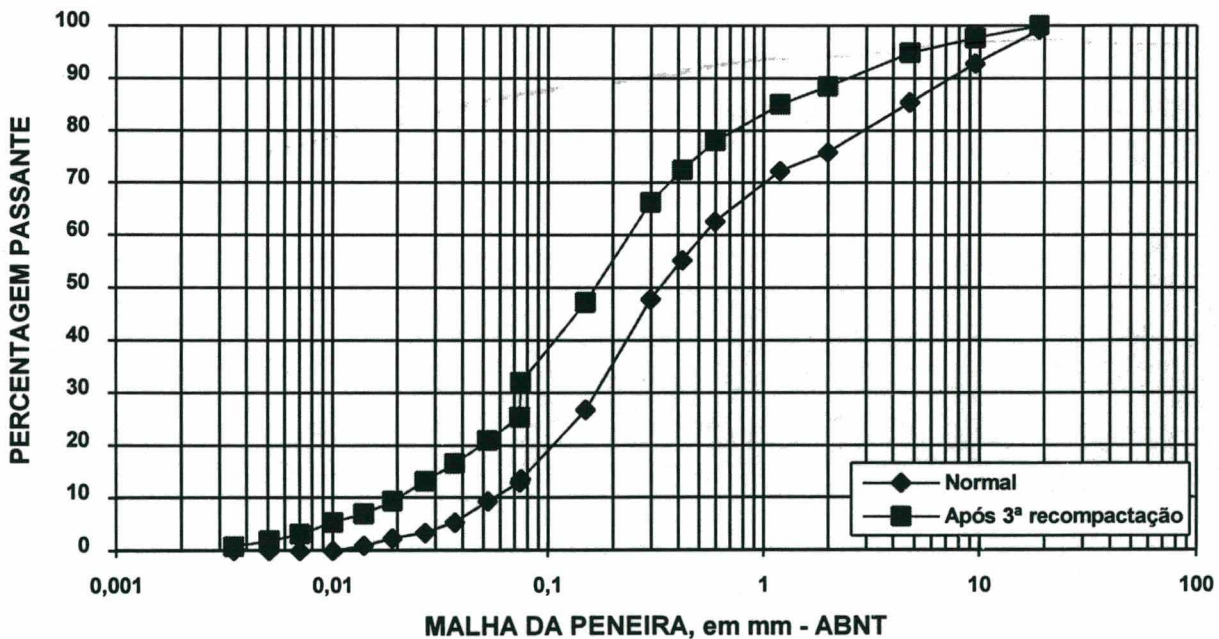


Figura 6.17 - Jazida: BLUMENAU
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 10

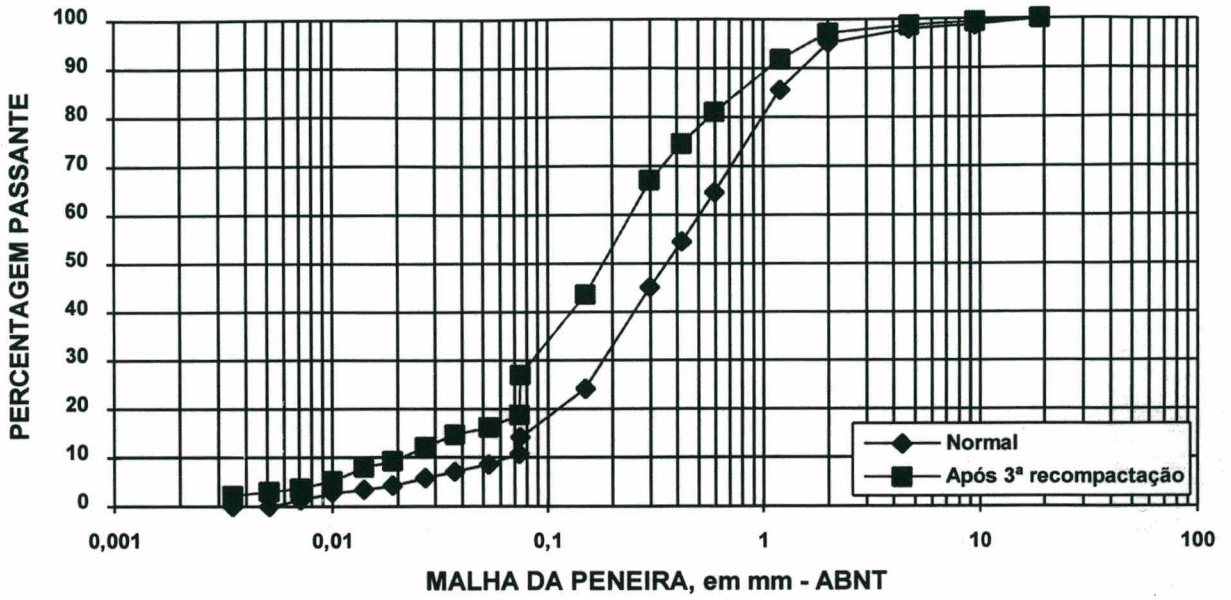


Figura 6.18 - Jazida: BLUMENAU
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 13

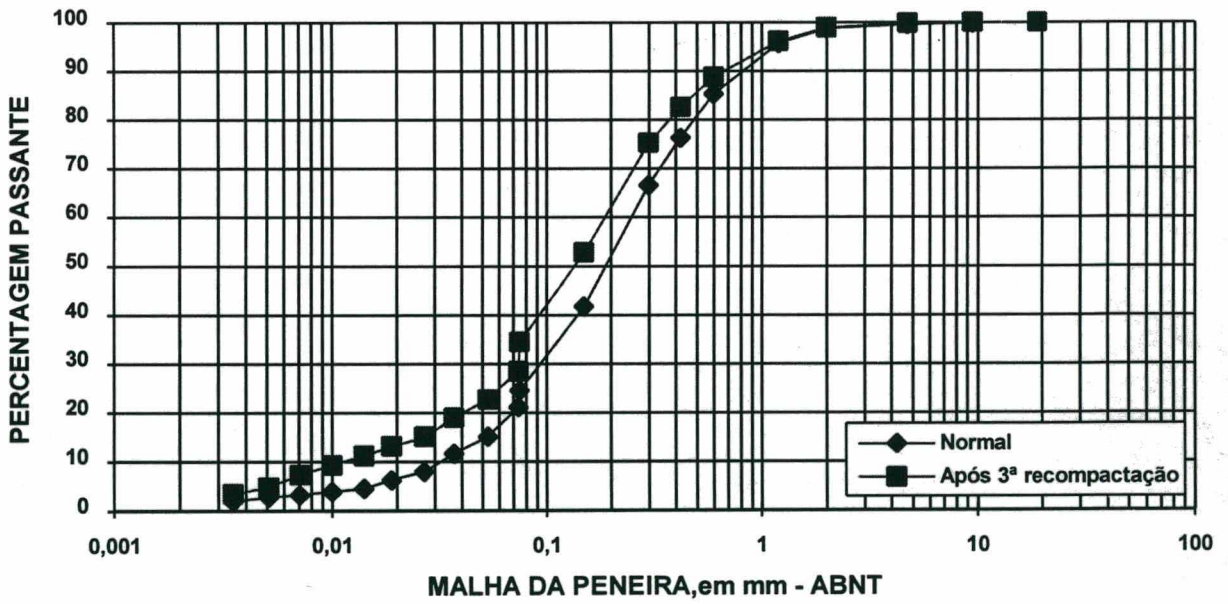


Figura 6.19 - Jazida: BLUMENAU
GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO - AMOSTRA 15

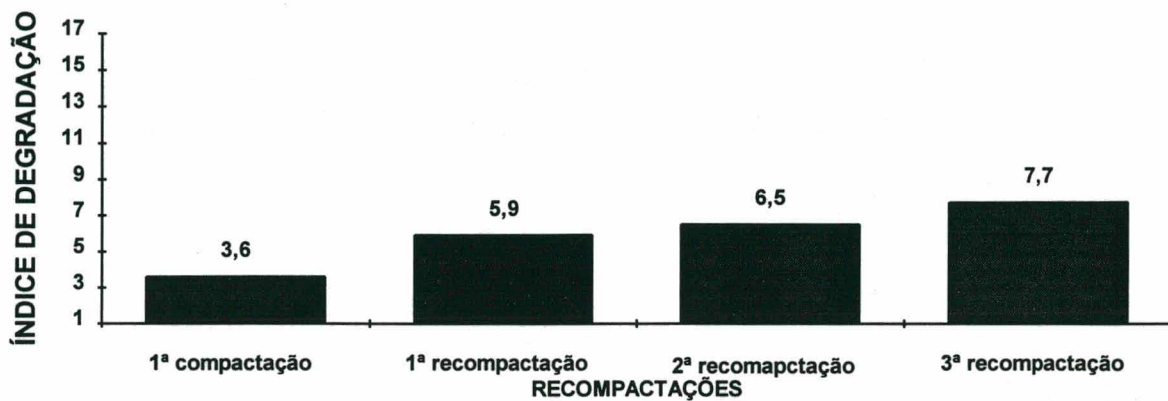


Figura 6.20.a - Jazida: POMERODE
VARIÇÃO DO ID COM AS RECOMPACTAÇÕES

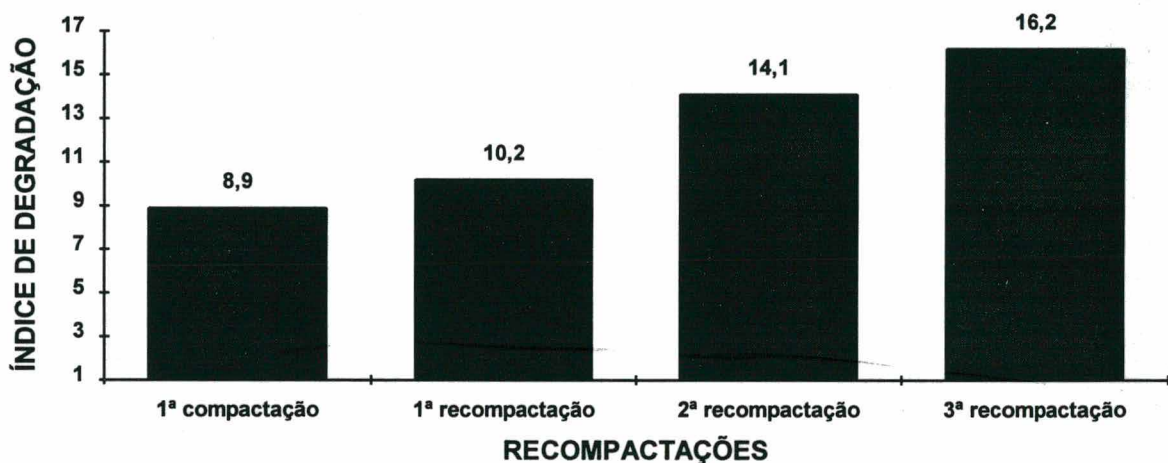


Figura 6.20.b - Jazida: BRUSQUE
VARIÇÃO DO ID COM AS RECOMPACTAÇÕES

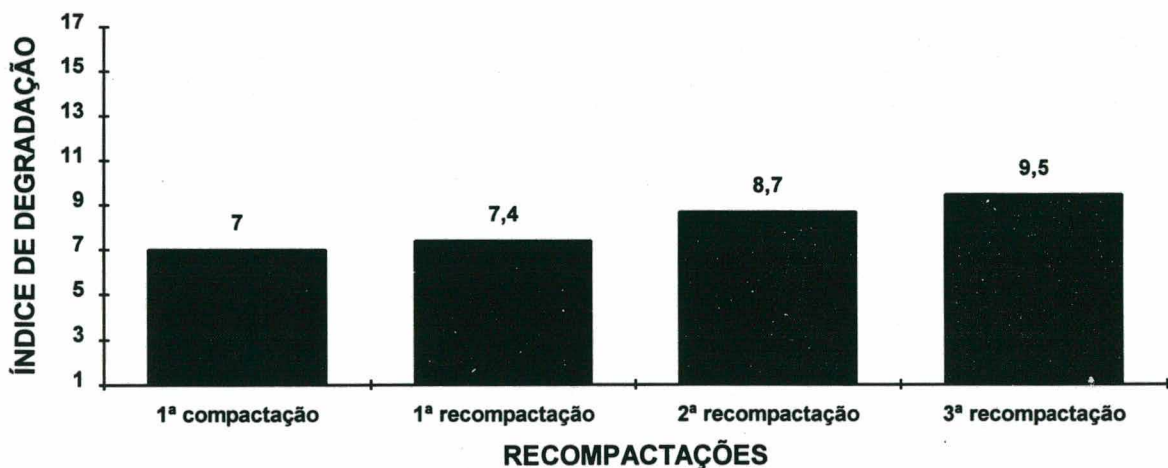


Figura 6.20.c - Jazida: BLUMENAU
VARIÇÃO DO ID COM AS RECOMPACTAÇÕES

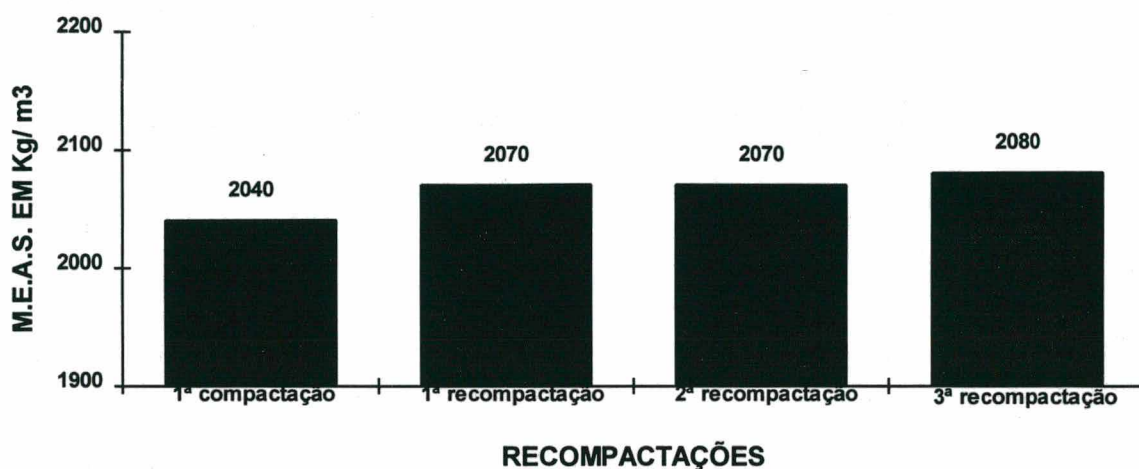


Figura 6.21 - Jazida: POMERODE

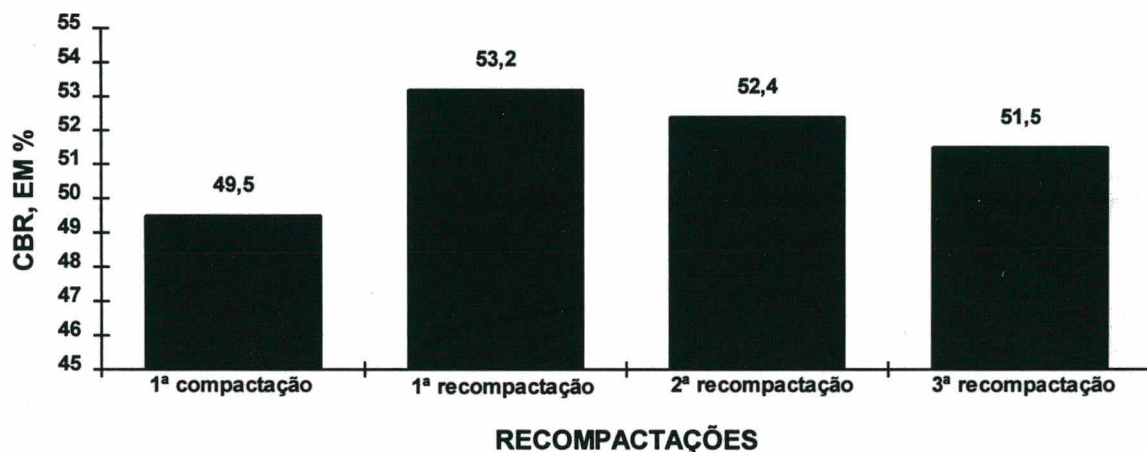


Figura 6.22 - Jazida: POMERODE
VARIAÇÃO DO CBR COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIO

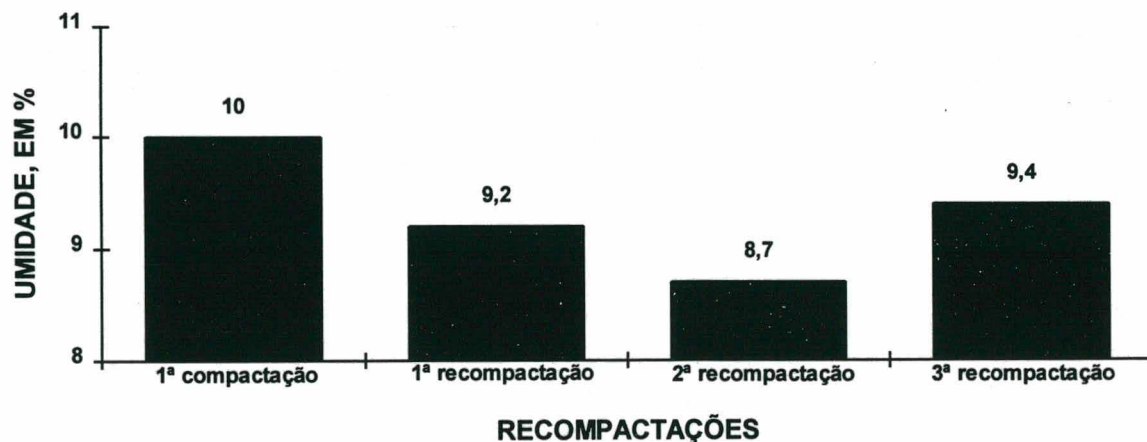


Figura 6.23 - Jazida: POMERODE
VARIAÇÃO DA UMIDADE COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIA

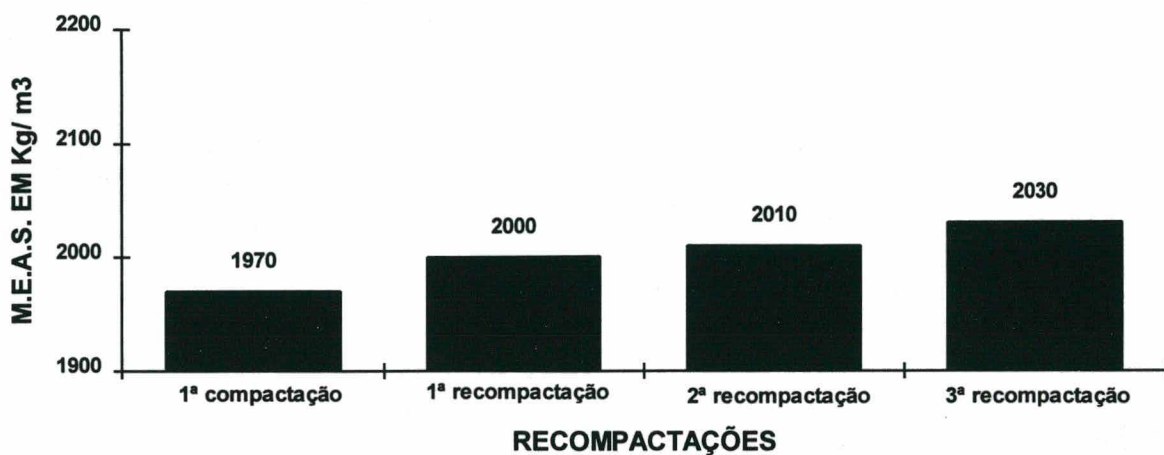


Figura 6.24 - Trecho: BRUSQUE
VARIAÇÃO DA M.E.A.S. COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIA

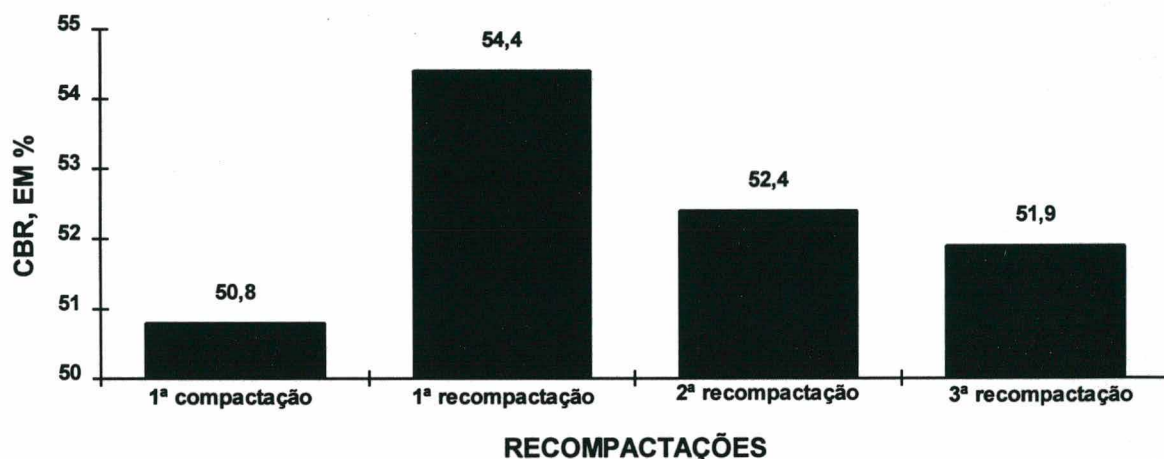


Figura 6.25 - Jazida: BRUSQUE
VARIAÇÃO DO CBR COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIA

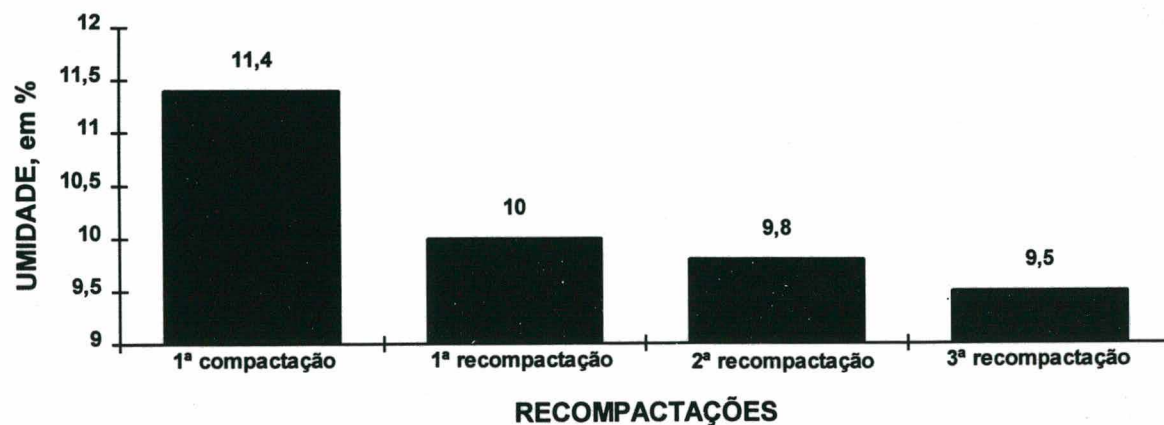
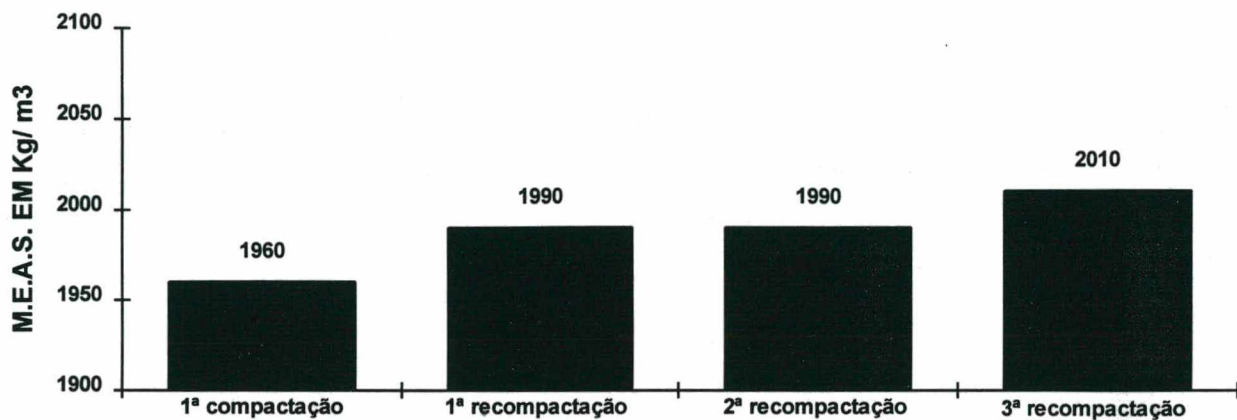
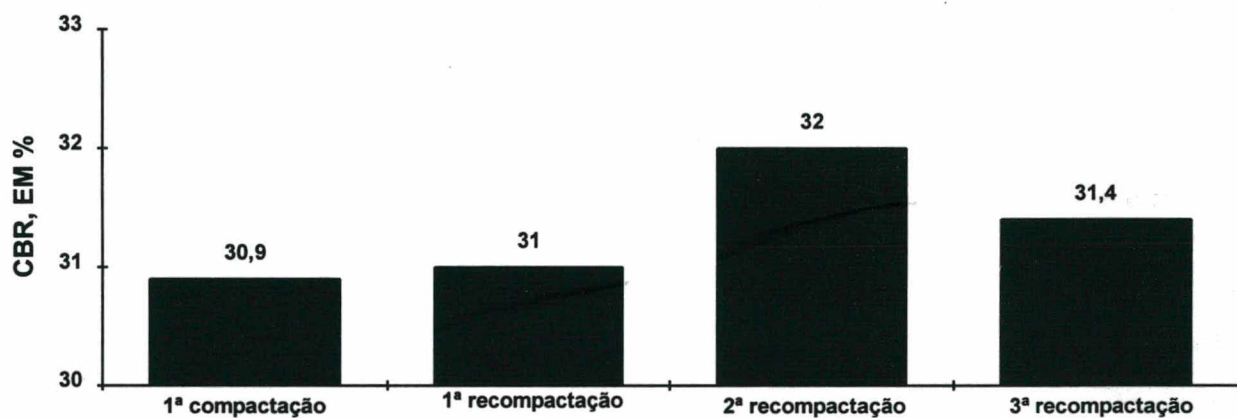


Figura 6.26 - Jazida: BRUSQUE
VARIAÇÃO DA UMIDADE COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIA



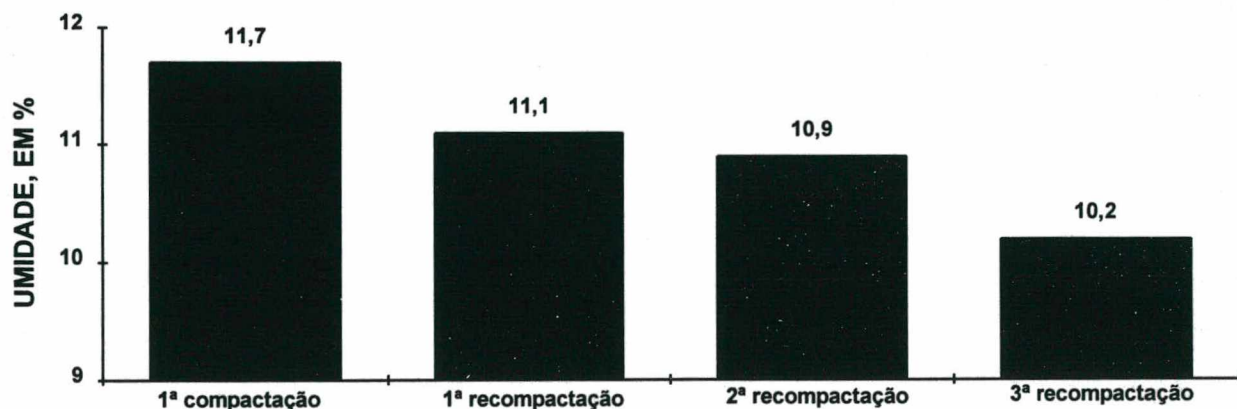
RECOMPACTAÇÕES

Figura 6.27 - Jazida: BLUMENAU
VARIAÇÃO DA DENSIDADE COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIA



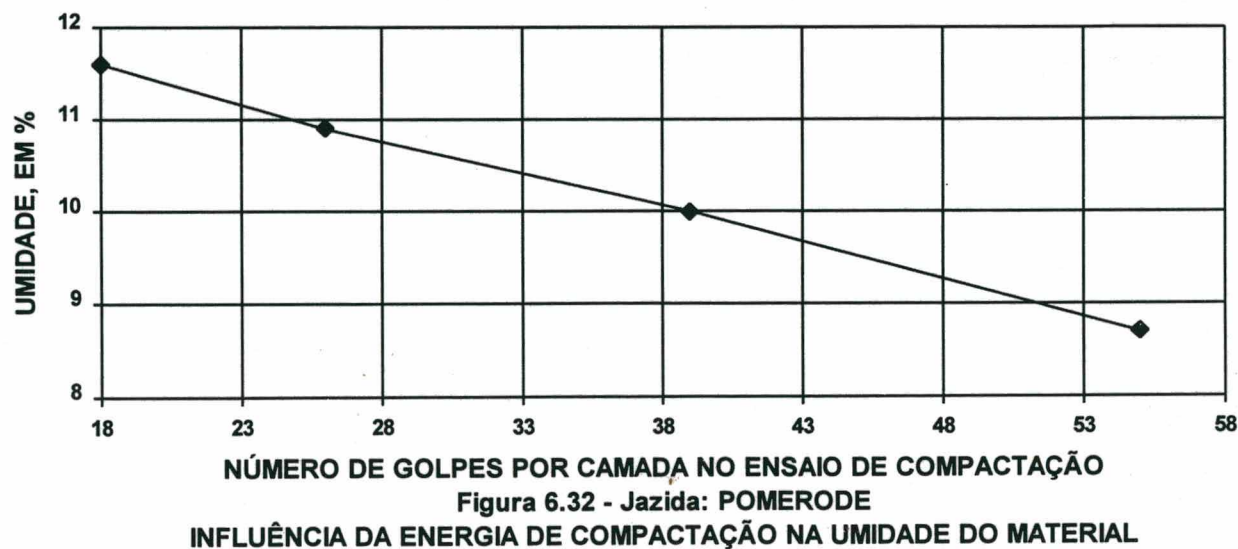
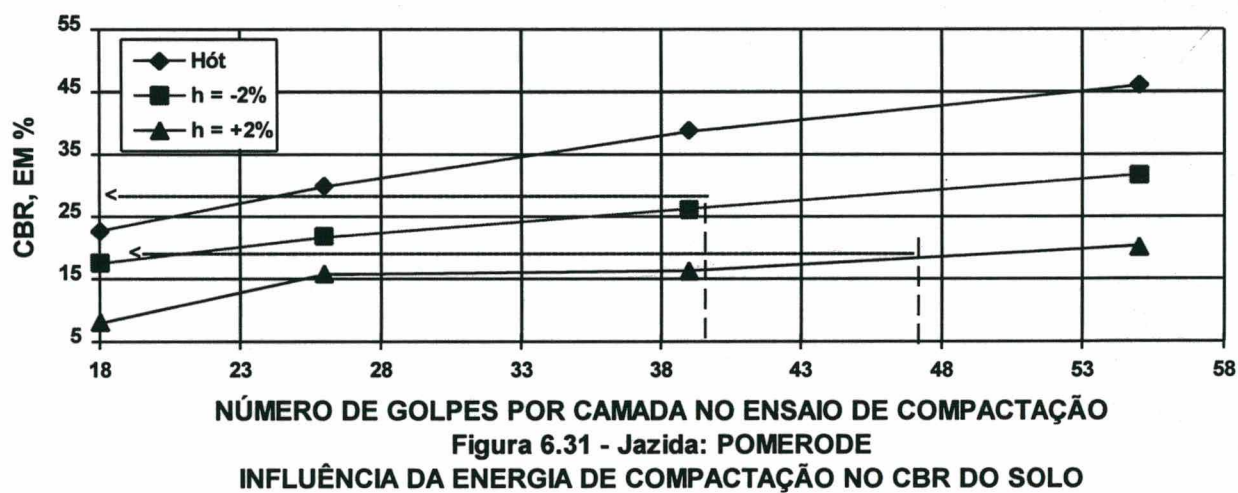
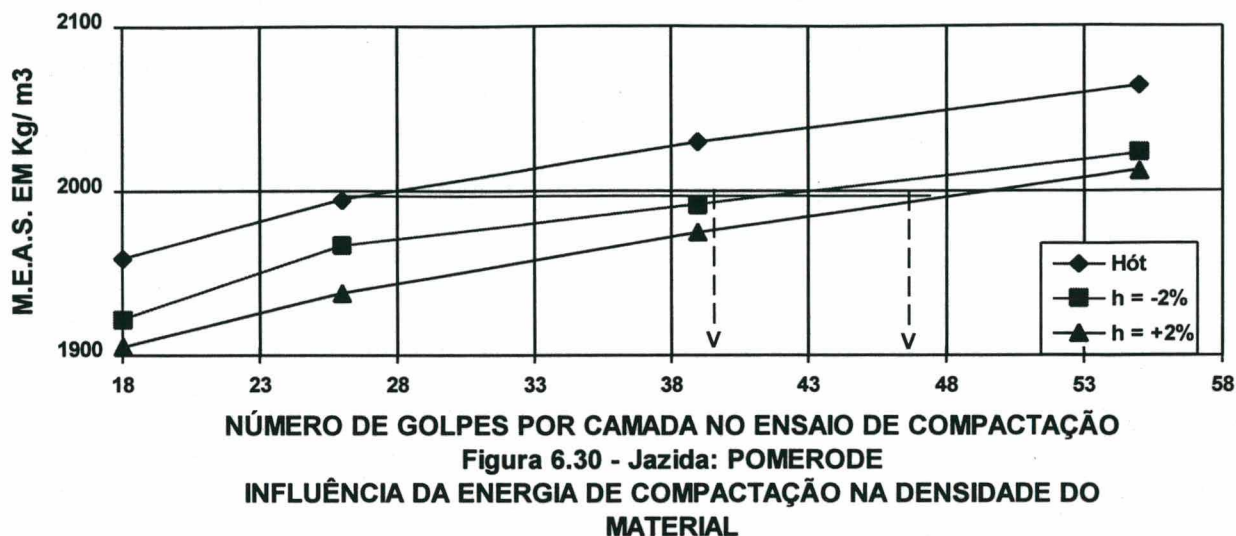
RECOMPACTAÇÕES

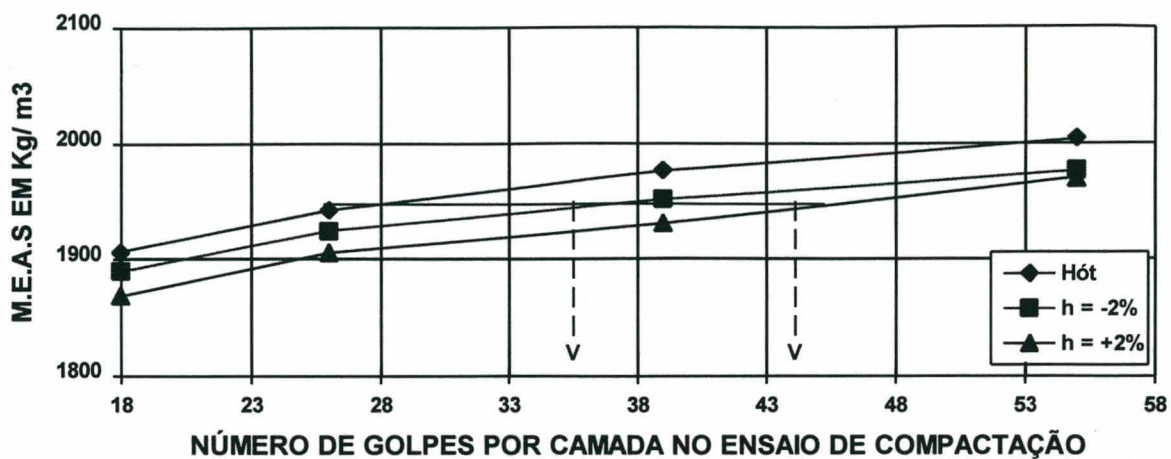
Figura 6.28 - Jazida: BLUMENAU
VARIAÇÃO DO CBR COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIO



RECOMPACTAÇÕES

Figura 6.29 - Jazida: BLUMENAU - MASSARANDUBA
VARIAÇÃO DA UMIDADE COM AS RECOMPACTAÇÕES - MÉDIA

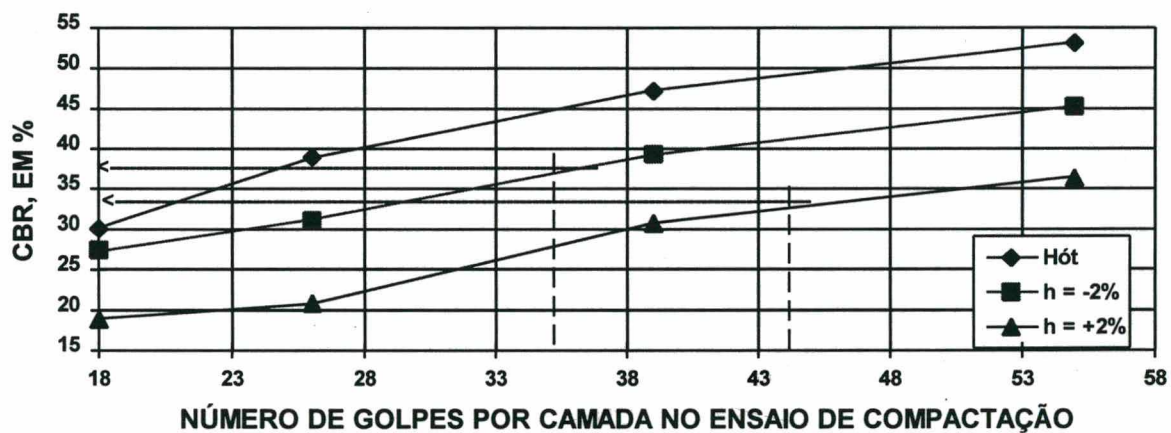




NÚMERO DE GOLPES POR CAMADA NO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Figura 6.33 - Jazida: BRUSQUE

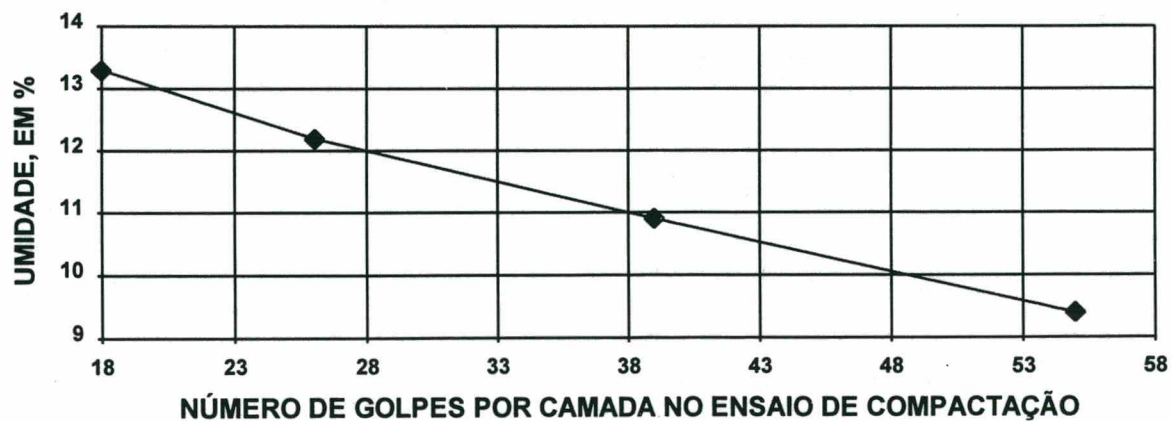
INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NAS M.E.A.S.



NÚMERO DE GOLPES POR CAMADA NO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Figura 6.34 - Jazida: BRUSQUE

INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO CBR



NÚMERO DE GOLPES POR CAMADA NO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Figura 6.35 - Jazida: BRUSQUE

INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA UMIDADE

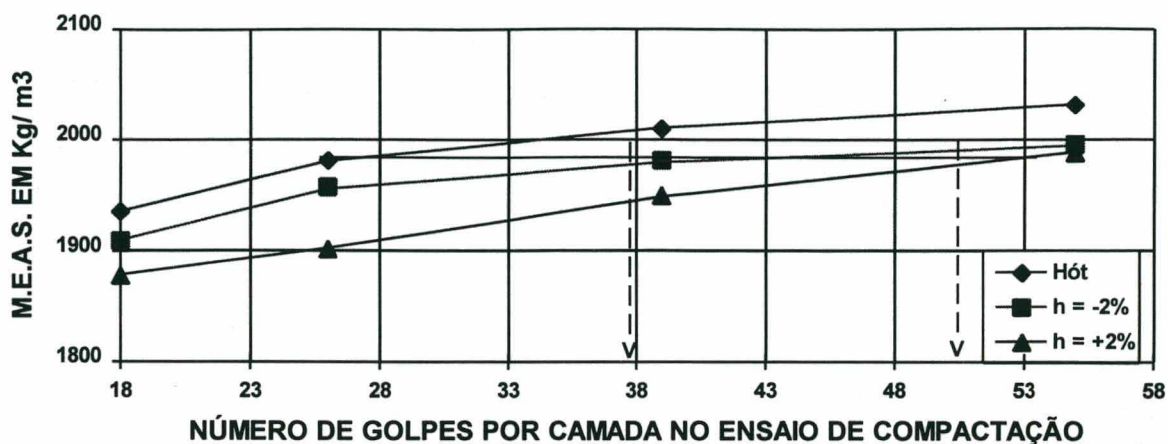


Figura 6.36 - Jazida: BLUMENAU
INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA M.E.A.S

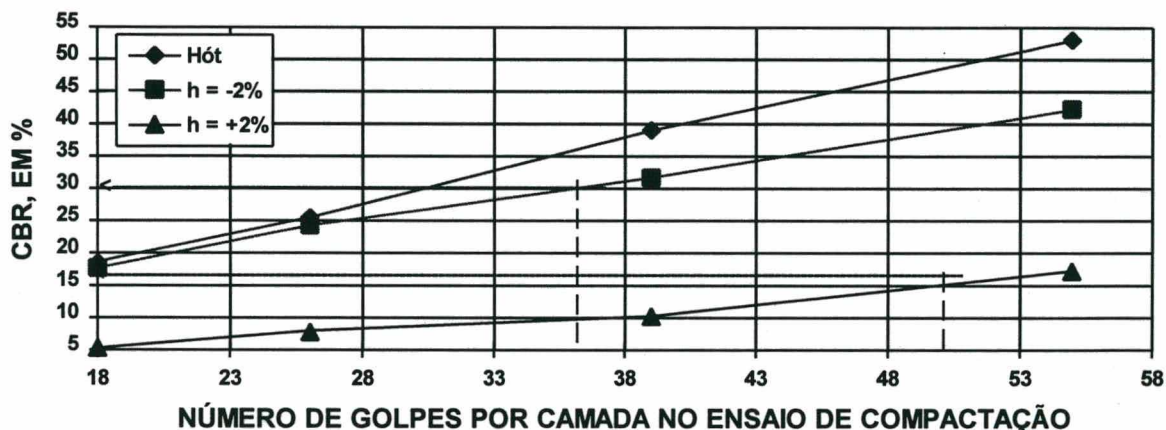


Figura 6.37 - Jazida: BLUMENAU
INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO CBR

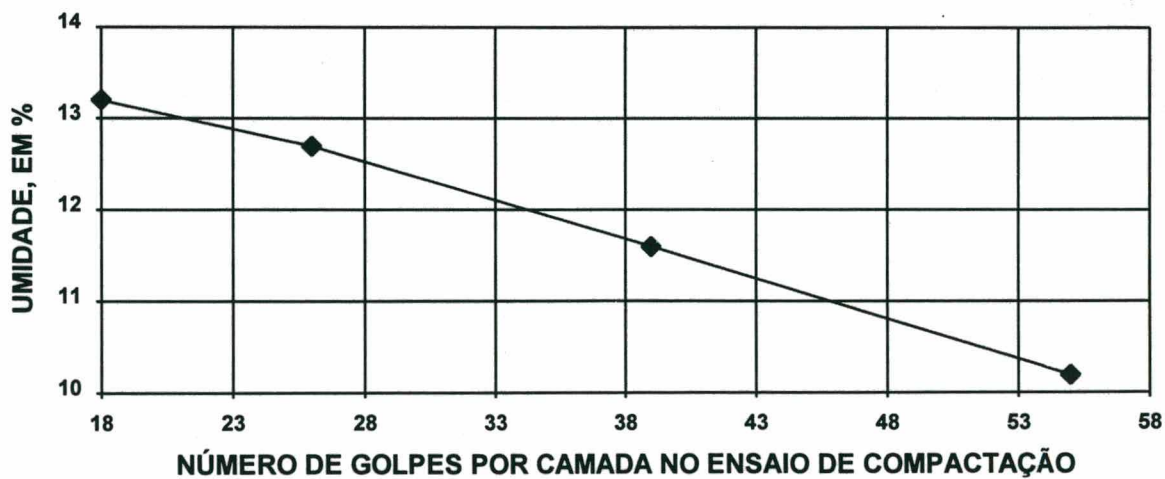
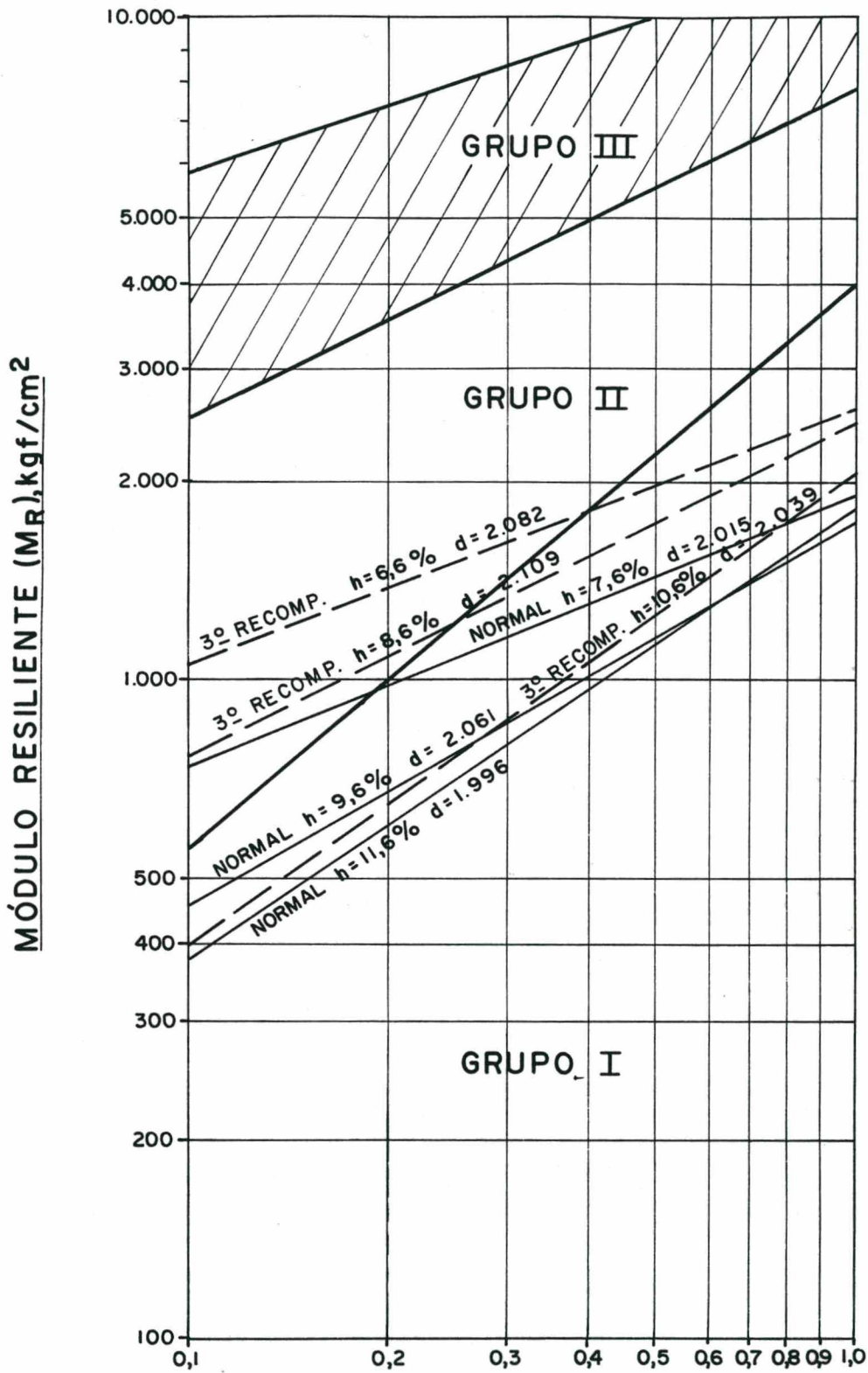


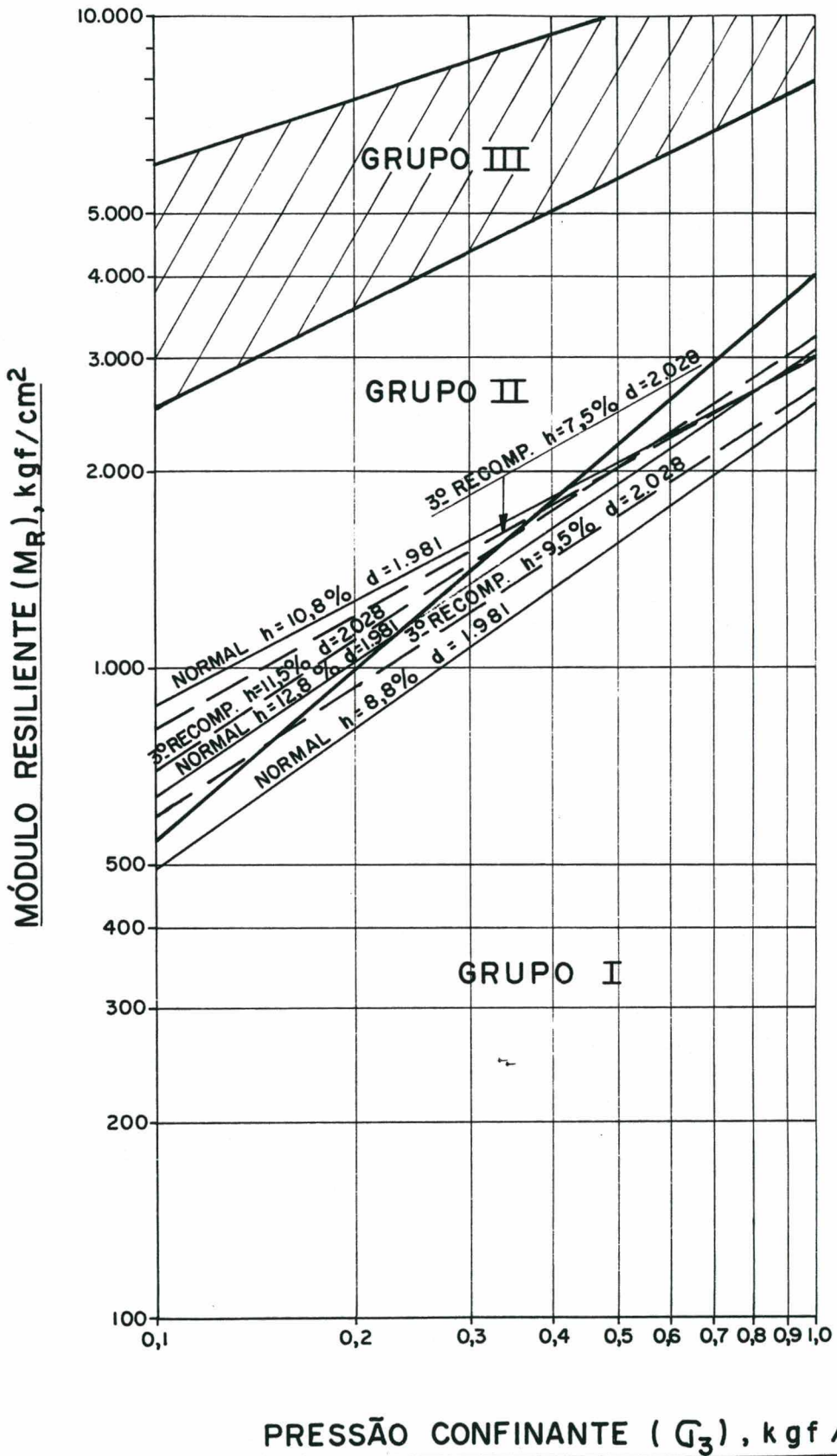
Figura 6.38 - Jazida: BLUMENAU
INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA UMIDADE



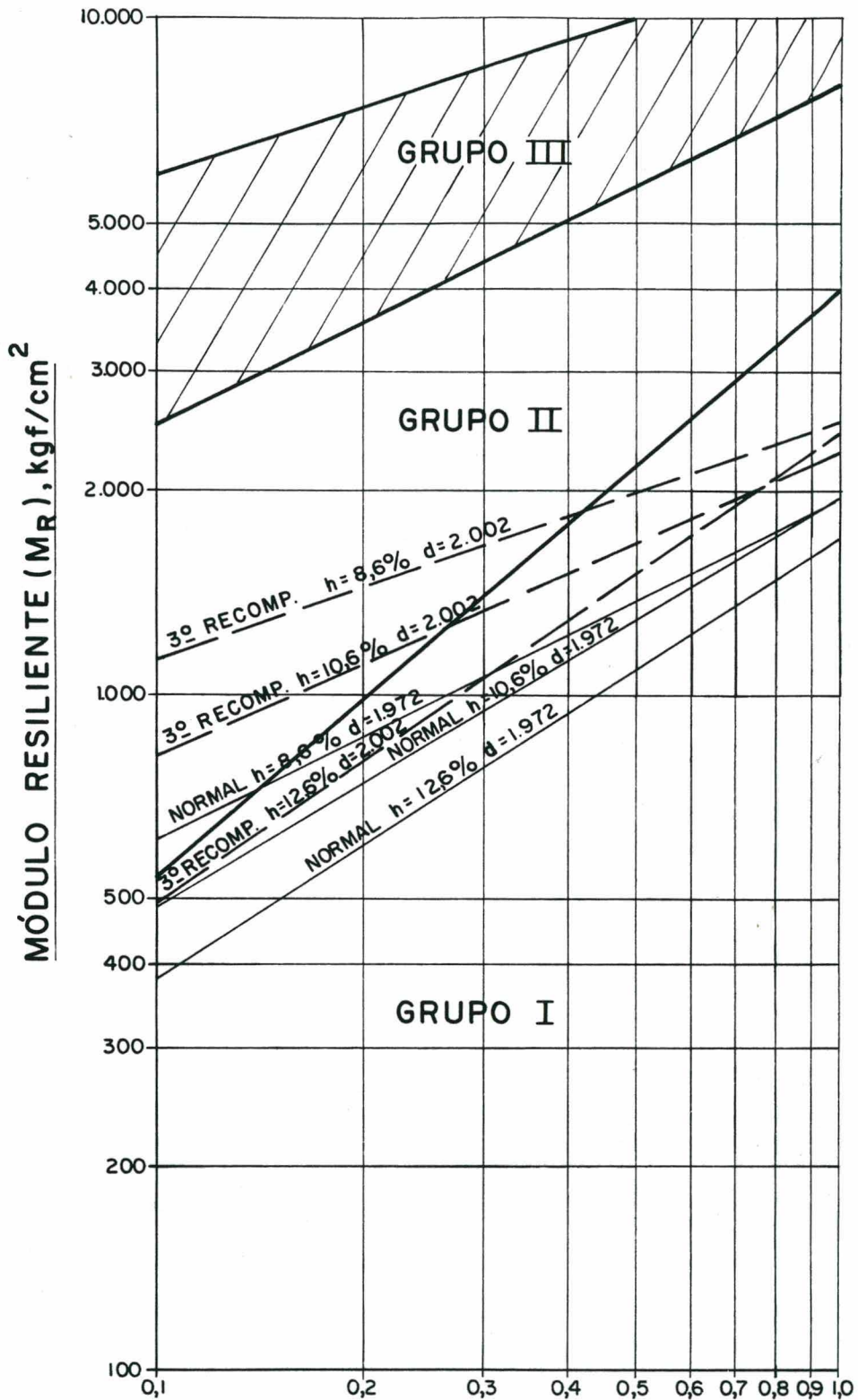
PRESSÃO CONFINANTE (G_3), kgf/cm^2

Fig.639 - Módulo Resiliente "Versus" Pressão Confinante
 Compactação : Proctor Intermediário

Jazida : POMERODE



$MÓDULO RESILIENTE (M_R), \text{kgf/cm}^2$
 PRESSÃO CONFINANTE (G_3), kgf/cm^2
 Fig. 640 - Módulo Resiliente "Versus" Pressão Confinante
 Compactação : Proctor Intermediário
 Jazida : BRUSQUE



PRESSÃO CONFINANTE (G_3), kgf/cm^2

Fig. 6.4 I-Módulo Resiliente "Versus" Pressão Confinante
 Compactação: Proctor Intermediário
 Jazida: BLUMENAU

7. ANÁLISE MECÂNICA DAS ESTRUTURAS PROJETADAS

7.1 INTRODUÇÃO

Para efeito de análise dos deslocamentos, tensões e deformações ocorridas nos pavimentos estudados, foram utilizadas as estruturas efetivamente executadas ao longo dos trechos. Elas foram determinadas de acordo com o "MÉTODO DE PROJETO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS" do DNER de 1961 para os trechos de Blumenau e de Brusque e o Método de 1966 para o trecho Pomerode.

As espessuras e os materiais utilizados são os constantes nos quadros 7.1, 7.2 e 7.3, com os respectivos Números "N" e o valor do CBR do subleito de projeto.

O revestimento em CAUQ foi executado na faixa "C" das especificações do DNER, enquanto que a base de Brita Graduada foi executada na faixa "A". O reforço do subleito é de solo estabilizado granulometricamente, sem mistura, com materiais provenientes das 3 jazidas estudadas.

Quadro 7.1 - Trecho: POMERODE

Camadas / Materiais	Espessuras (cm)	Espessuras (cm)
	Estaca 400 a 966	Estaca 966 a 1088
Revestimento / CAUQ	5,0	5,0
Base / Brita Graduada	22,0	22,0
Ref. / Solo Estabilizado	18,0	38,0
CBR (%) Subleito	7,5	4,0
Número "N" - Projeto	$3,79 \times 10^6$	$3,79 \times 10^6$

Quadro 7.2 - Trecho: BRUSQUE

Camadas / Materiais	Espessuras (cm)
Revestimento / CAUQ	4,0
Base / Brita Graduada	20,0
Reforço / Solo Estabilizado	25,0
CBR do Subleito (%)	6,4
Número "N" - Projeto	$2,68 \times 10^6$

Quadro 7.3 - Trecho: BLUMENAU

Camadas / Materiais	Espessuras (cm)
Revestimento / CAUQ	5,0
Base / Brita Graduada	20,0
Reforço / Solo Estabilizado	20,0
CBR do Subleito (%)	7,0
Número "N" - Projeto	$3,00 \times 10^6$

A figura 7.1 mostra a secção transversal tipo do pavimento, para cada uma das estruturas executadas.

Quando da execução das obras, na maioria dos trechos, os valores do CBR do subleito foram alterados e aumentados, na tentativa de melhorar sua qualidade. Para tanto, os materiais utilizados foram os de mesma origem dos utilizados no reforço do subleito, utilizando-se o material mais decomposto (mais superficial) da mesma jazida, e compactado na Energia correspondente ao proctor Normal.

Então, para esses trechos, tem-se um subleito com material granular de mesma origem daquele empregado no reforço.

7.2 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES

7.2.1 Programa Utilizado

O programa utilizado na análise de tensões, deformações e deslocamentos das estruturas projetadas foi o FEPAVE 2.

O programa FEPAVE 2 foi desenvolvido em Berkeley. Usa a técnica dos elementos finitos na resolução de um sistema de camadas, admitindo até 12 materiais diferentes, com propriedades elásticas lineares e não lineares. Para o revestimento, admite a variação do módulo resiliente com a temperatura.

É um programa axi-simétrico com procedimento incremental para o carregamento, ou seja, admite-se um eixo de simetria passando pelo centro da carga, a qual é aplicada em incrementos iguais, conforme o número especificado pelo usuário. O carregamento simulado é o de uma roda simples de raio "r", com pressão de contacto constante aplicada diretamente sobre a 1ª camada do pavimento.

Uma vez que só admite uma área de carregamento, para se considerar o efeito de roda dupla, deve-se lançar mão do princípio de superposição de efeitos, calculando-se a posteriori o efeito conjunto de duas rodas simples.

Os dados de entrada no programa são os seguintes:

- Raio da área circular carregada e pressão de contacto;
- Número de camadas, cada qual caracterizada por sua espessura, peso específico, coeficiente de empuxo.
- Modelos de comportamento tensão e deformação lineares e não lineares dos materiais, sendo estes expressos em função de tensões atuantes na estrutura. Os modelos empregados são aqueles mostrados do item 3.1 do capítulo 3 (Revisão Bibliográfica).
- N° de Linhas e colunas que definem os pontos nodais das malhas e as fronteiras horizontais e verticais.

O programa fornece:

- Os deslocamentos radiais e verticais de cada um dos ponto nodais;
- As tensões radial, vertical, tangencial, cisalhante, principal maior, principal menor, ângulo de inclinação dos eixos, octaédrica normal e octaédrica cisalhante, para o ponto médio de cada elemento da malha.

Na determinação das propriedades "elásticas" dos materiais são empregados os ensaios triaxiais de carga repetida, para os solos coesivos e granulares e ensaios de compressão diametral dinâmicos para os materiais cimentados e misturas betuminosas.

7.2.2 Estrutura Simuladas e Parâmetros Utilizados

Para se obter sensibilidade na análise mecânica das estruturas projetadas, foram simuladas doze estruturas em cada um dos trechos. Os quadros 7.4 a 7.6 apresentam o espectro das estruturas simuladas bem como as características resilientes dos materiais empregados.

QUADRO 7.4 - Estruturas Simuladas e Características Resilientes dos Materiais
TRECHO: POMERODE

Simulações	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Espessuras												
. C.A.U.Q.	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
. Brita Graduada	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0
. Reforço	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0	38,0
. Sub-leito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência												
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
2) Brita Graduada												
- K1	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572
- K2	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
3) Reforço												
- K1	1.743	1.893	1830	2.473	2.576	2.043	1.743	1.893	1.830	2.473	2.576	2.043
- K2	0,58	0,41	0,69	0,51	0,39	0,71	0,58	0,41	0,69	0,51	0,39	0,71
Condição	1ª	1ª	1ª	3ª	3ª	3ª	1ª	1ª	1ª	3ª	3ª	3ª
Umidade	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%
4) Subleito												
- K1	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298	1.298
- K2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Coefficiente de Poisson												
. C.A.U.Q.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Reforço	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
. Sub-leito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45

- As estruturas do pavimento executados correspondem às simulações 1 e 7.

- A condição do reforço tem o seguinte significado: 1ª = 1ª compactação; 3ª = 3ª recompactação.

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência, $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, tem as unidades em Kgf/cm².

- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., tem o valor expresso, em Kgf/cm².

- Os modelos de resiliência do reforço foram obtidos para a 1ª compactação e 3ª recompactação, para os teores de umidade ótima e, com teores de -2% e +2% em relação a umidade ótima.

- As espessuras das camadas estão expressas em cm.

QUADRO 7.5 - Estruturas Simuladas e Características Resilientes do Materiais
TRECHO: BRUSQUE

Simulações	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Espessuras												
. C.A.U.Q.	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
. Brita Graduada	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0
. Reforço	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência												
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
2) Brita Graduada												
- K1	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572
- K2	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
3) Reforço												
- K1	2.950	2.533	3.053	2.695	2.993	3.188	2.950	2.533	3.053	2.695	2.993	3.188
- K2	0,52	0,71	0,68	0,66	0,57	0,66	0,52	0,71	0,68	0,66	0,57	0,66
Condição	1ª	1ª	1ª	3ª	3ª	3ª	1ª	1ª	1ª	3ª	3ª	3ª
Umidade	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%
4) Subleito												
- K1	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530
- K2	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
Coefficiente de Poisson												
. C.A.U.Q.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Reforço	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
. Sub-leito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45

- As estruturas do pavimento executados correspondem à simulação 1;

- A condição do Reforço tem o seguinte significado: 1ª = 1ª compactação; 3ª = 3ª recompressão;

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência, $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, tem o valor expresso em Kgf/cm^2 ;

- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., tem o valor expresso, em Kgf/cm^2 ;

- Os modelos de resiliência do reforço foram obtidos para a 1ª compactação e 3ª recompressão, para teores de umidade ótima e, com teores de -2% e +2% em relação à umidade ótima;

- As espessuras das camadas estão expressas em cm.

QUADRO 7.6 Estruturas simuladas e Características Resilientes dos Materiais
TRECHO: BLUMENAU

Simulações	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Espressuras												
. C.A.U.Q.	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
. Brita Graduada	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0
. Reforço	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	30,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência												
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
2) Brita Graduada												
- K1	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572
- K2	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
3) Reforço												
- K1	1.990	1.978	1.873	2.295	2.550	2.418	1.990	1.978	1.873	2.295	2.550	2.418
- K2	0,61	0,51	0,69	0,45	0,38	0,69	0,61	0,51	0,69	0,45	0,38	0,69
Condição	1ª	1ª	1ª	3ª	3ª	3ª	1ª	1ª	1ª	3ª	3ª	3ª
Umidade	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%	ótima	-2%	+2%
4) Subleito												
- K1	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3	1298,3
- K2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Coefficiente de Poisson												
. C.A.U.Q.	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Reforço	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
. Sub-leito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45

— As estruturas do pavimento executados correspondem à simulação 1;

— A condição do Reforço tem o seguinte significado; 1ª = 1ª compactação; 3ª = 3ª recompressão;

— O modelo utilizado para o módulo de resiliência, $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, tem as unidades em Kgf/cm^2 ;

— O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., tem o valor expresso, em Kgf/cm^2 ;

— Os modelos de resiliência do reforço foram obtidos para a 1ª compactação e 3ª recompressão, para teores de umidade ótima e, com teores de -2% e +2% em relação à umidade ótima.

— As espessuras das camadas estão expressas em cm.

Em cada uma das estruturas foram calculados os seguintes parâmetros de análise:

- D - Deflexões à superfície do pavimento, em 10^{-2} mm;
- $\Delta\sigma$ - Diferença de tensões na face inferior do revestimento, em Kgf/cm²;
- ϵ_{tr} - Deformação específica de tração na face inferior do revestimento, $\times 10^{-6}$ cm/cm;
- σ_{vsl} - Tensão vertical de compressão no topo do subleito, em Kgf/cm²;
- ϵ_{vsl} - Deformação específica vertical no topo do subleito, $\times 10^{-6}$ cm/cm.

Os quadros 7.7 a 7.9 apresentam os valores obtidos, com o programa.

Quadro 7.7 - Valores obtidos com o programa - Trecho: Pomerode

Simulação	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
D	136	123	143	127	117	142	145	121	157	126	111	157
$\Delta\sigma$	21,1	20,5	21,2	20,7	20,0	21,2	22,2	21,1	22,5	21,5	20,4	22,5
ϵ_{tr}	460	441	466	447	428	466	470	441	480	449	423	479
σ_{vsl}	0,25	0,24	0,26	0,24	0,24	0,26	0,16	0,16	0,16	0,16	0,15	0,16
ϵ_{vsl}	480	520	440	513	521	442	292	312	270	311	305	272

Quadro 7.8 - Valores obtidos com o programa - Trecho: Brusque

Simulação	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
D	105	125	118	119	108	115	91	104	99	100	93	97
$\Delta\sigma$	18,5	19,0	18,8	18,8	18,6	18,8	19,4	20,2	19,9	20,0	19,6	19,8
ϵ_{tr}	477	503	493	495	482	490	422	443	436	437	426	433
σ_{vsl}	0,40	0,39	0,40	0,39	0,40	0,40	0,40	0,40	0,41	0,40	0,40	0,41
ϵ_{vsl}	283	237	255	252	276	262	277	234	251	248	270	257

Quadro 7.9 - Valores obtidos com o programa - Trecho: Blumenau

Simulação	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
D	149	141	155	133	125	151	145	138	151	131	124	147
$\Delta\sigma$	20,5	20,2	20,7	19,8	19,3	20,6	20,3	20,2	20,4	19,7	19,2	20,3
ϵ_{tr}	471	465	481	451	435	477	466	457	471	445	431	468
σ_{vsl}	0,24	0,23	0,24	0,23	0,22	0,24	0,23	0,23	0,23	0,22	0,22	0,23
ϵ_{vsl}	528	563	494	580	575	516	532	560	492	578	573	515

A partir destes resultados, desenvolveu-se, na seqüência uma extensa análise das condições estruturais dos trechos à luz da Mecânica dos Pavimentos.

7.2.3 Vida de fadiga do Pavimento dos trechos

A vida de fadiga dos trechos em estudo foi avaliada através da determinação do número de solicitações do eixo padrão que levaria à ruptura dos pavimentos por fadiga.

Para a obtenção do número "N", utilizou-se 4 modelos, sendo dois relacionados com a deflexão à superfície, um relacionado com a diferença de tensões na face inferior do revestimento e, outro relacionado com a deformação específica de tração na face inferior do revestimento.

Os modelos utilizados para o cálculo de "N", foram os seguintes:

$$N = 5,63 \times 10^5 (1/\Delta\sigma)^{2,61} \text{ - de acordo com PINTO (1991);} \quad (7.1)$$

$$\log D = 3,148 - 0,188 \log N_f \text{ - de acordo com PREUSSLER \& PINTO (1987);} \quad (7.2)$$

$$\log D = 3,01 - 0,176 \log N \text{ - de acordo com PROCEDIMENTO-B DNER-PRO 11-79;} \quad (7.3)$$

$$N = 2,04 \times 10^{-8} (1/\epsilon_i)^{2,61} \text{ - de acordo com PINTO (1991).} \quad (7.4)$$

Onde:

$N = N_f$ = Número de repetições do eixo padrão (80 KN);

D = Deflexão à superfície do pavimento;

$\Delta\sigma$ = Diferença algébrica entre as tensões horizontal e vertical na face inferior do revestimento;

ϵ_i = Deformação resiliente inicial.

Para a determinação do número "N", obtido por PINTO (1991), utilizou-se o modelo de fadiga determinado para CAP-20, pois foi este o cimento asfáltico utilizado nos trechos Pomerode e Brusque. No trecho Blumenau o CAP utilizado foi o 85/100, mas que tem características muito próximas do CAP-20.

Em MOTTA & MEDINA (1993) consta que "Escolhida uma estrutura de pavimento com os respectivos parâmetros de resiliência das camadas, calcula-se, para a carga de referência de eixo simples de roda dupla de 80 KN, o valor $\Delta\sigma$ (compressão vertical menos tração horizontal) ou de ϵ_t (deformação de tração) na fibra inferior do revestimento. Obtém-se da curva de fadiga, dos modelos 7.1 e 7.4, o número "N" correspondente. Este é multiplicado por 10^4 quando o ensaio referir-se a $\Delta\sigma$, e por 10^5 quando a ϵ_t ".

O quadro 7.10 apresenta os valores de "N" obtidos segundo os 4 modelos de fadiga apresentados.

Quadro 7.10 - Valores de "N" calculados de acordo com os 4 modelos de fadiga.

Trecho - Pomerode

Número "N"	Estruturas Simuladas											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Modelo 7.1($\times 10^4$)	197	212	194	208	227	194	173	196	166	189	215	166
Modelo 7.2 ($\times 10^5$)	2,5	4,1	1,9	3,6	5,4	2,0	1,8	4,6	1,2	3,7	7,5	1,2
Modelo 7.3 ($\times 10^5$)	0,94	1,6	0,73	1,4	2,2	0,74	0,67	1,9	0,42	1,5	3,1	0,43
Modelo 7.4 ($\times 10^5$)	10	12	10	11	13	10	10	12	9	11	13	9

Trecho - Brusque

Número "N"	Estruturas Simuladas											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Modelo 7.1($\times 10^4$)	278	258	265	265	272	267	245	221	230	227	239	232
Modelo 7.2 ($\times 10^5$)	10,0	3,9	5,4	5,2	8,4	6,2	21,0	10,0	13,0	13,0	19,0	15,0
Modelo 7.3 ($\times 10^5$)	4,2	1,5	2,2	2,1	3,5	2,5	9,4	4,4	5,8	5,6	8,2	6,4
Modelo 7.4($\times 10^5$)	10	8	9	9	9	9	13	12	12	12	13	12

Trecho - Blumenau

Número "N"	Estruturas Simuladas											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Modelo 7.1($\times 10^4$)	211	219	224	231	247	209	219	221	216	237	253	217
Modelo 7.2 ($\times 10^5$)	1,6	2,1	1,2	2,8	3,9	1,4	1,8	2,3	1,5	3,0	4,1	1,7
Modelo 7.3 ($\times 10^5$)	0,58	0,79	0,45	1,1	1,5	0,53	0,67	0,89	0,54	1,2	1,6	0,62
Modelo 7.4 ($\times 10^5$)	10	10	9	11	12	10	10	11	10	11	12	10

Verifica-se que os Números "N" calculados por qualquer um dos quatro modelos são muito inferiores aos de projeto, correspondendo a uma vida em torno de 01(um) ano para cada uma das estruturas, quando utilizado o modelo 7.3 (PRO 11-79). Quando o número "N" obtido de acordo com PREUSSLER (1987), a vida calculada varia de 1 a 3 anos para Pomerode, de 1 a 2 anos para Blumenau e de 2 a 9 anos para Brusque.

O número "N" calculado com o modelo 7.1, gera uma vida calculada, em torno de 5 anos para o trecho Pomerode, 8 anos para Brusque e 6 anos para Blumenau.

Para o modelo 7.4 os valores de "N" indicam uma vida calculada em torno de 3 anos para o trecho Pomerode, 4 anos para Brusque e 3 anos para Blumenau.

O estado superficial das pistas executadas, encontravam-se, em 1993, conforme descrito a seguir:

- Trecho Pomerode. Os problemas de trincamento do revestimento se manifestaram logo após a sua execução, tendo sido executado um reforço do pavimento logo após constatado os problemas. Após 3 anos da execução do reforço, os problemas de trincamento voltaram a se manifestar.
- Trecho Brusque. Após 5 anos de sua execução, não se verifica nenhum problema na superfície do revestimento.
- Trecho Blumenau. Logo após a conclusão da obra, começaram a surgir as primeiras trincas no revestimento, e após 5 anos em uso, foi elaborado o Projeto de Restauração. O trecho foi restaurado em 1993.

Com relação à vida de fadiga, para os casos estudados, através de observações efetuadas nos pavimentos, , indicam que o número "N" calculado que mais se aproxima da realidade é aquele obtido pelo PROCEDIMENTO-B DNER-PRO 11-79.

O Procedimento DNER-PRO 11-79, foi desenvolvido para o cálculo de reforço dos pavimentos e não propriamente para projeto de pavimentos novos.

7.2.4 Diferença de Tensões e Deformação Específica de Tração na Face Inferior do Revestimento

Conforme PREUSSLER (1983) "As deformações específicas de tração na fibra inferior do revestimento, para os perfis estudados foram superiores às consideradas admissíveis ($\epsilon_i=150 \times 10^{-6}$ cm/cm), segundo Monismith, para que não ocorra fadiga do revestimento para um número de repetições do eixo padrão superior a 10^6 . Comportamento semelhante em certas estruturas de pavimento convencionais pode explicar, em parte, o aparecimento prematuro de fissuras e trincas após um curto período de tempo".

Verifica-se, nos quadros 7.7 a 7.9, que os valores de diferença de tensões e deformação específica de tração na face inferior do revestimento são muito elevados para qualquer um dos três trechos, ocasionando baixos valores para o Número "N" e conseqüentemente uma baixa vida útil para o pavimento.

As figuras 7.2; 7.3 e 7.4 correlacionam a deformação específica de tração na face inferior do revestimento com o módulo resiliente do reforço do subleito. Verifica-se, como era esperado, que com o crescimento do módulo, há uma redução na deformação específica de tração. Para o trecho Pomerode, conforme verifica-se na figura 7.2, o aumento da espessura do reforço não reduz a deformação específica de tração no revestimento.

As figuras 7.5; 7.6 e 7.7 correlacionam a diferença de tensões na face inferior do revestimento com o módulo resiliente do reforço do subleito. Verifica-se que com o aumento do módulo, há um decréscimo nas diferenças de tensões na face inferior do revestimento, como era de se esperar.

Verifica-se, portanto, que com o aumento do módulo resiliente do reforço do subleito, há uma redução, de forma pouco significativa, tanto na deformação específica de tração quanto na diferença de tensões na face inferior do revestimento.

7.2.5 Tensão Vertical e Deformação Específica de Compressão vertical no topo do subleito

As tensões verticais calculadas no topo do subleito (σ_{vsl}) são as apresentadas no quadro 7.11.

Quadro 7.11 - Tensões verticais de compressão calculadas no topo do subleito.

Trecho	Espessura do Reforço (cm)	Tensão Vertical (σ_{vsl}) (Kgf/cm ²)
Pomerode	18,0	0,24 a 0,26
	38,0	0,15 a 0,16
Brusque	25,0	0,39 a 0,40
Blumenau	20,0	0,22 a 0,24

As deformações específicas verticais de compressão no topo do subleito (ϵ_{vsl}), calculadas são as apresentadas no quadro 7.12.

Quadro 7.12 - Deformações específicas verticais de compressão calculadas, no topo do subleito

Trecho	Espessura do Reforço (cm)	Deformações (ϵ_{vsl}) ($\times 10^{-6}$ cm/cm)
Pomerode	18,0	440 a 521
	38,0	270 a 312
Brusque	25,0	237 a 276
Blumenau	20,0	494 a 580

Conforme SANTANA (1992), para $N(\text{AASHTO}) = 10^6$ a deformação específica de compressão limite no topo do subleito é de 500×10^{-6} cm/cm. Segundo este critério, os subleitos dos 3 trechos estão protegidos contra as deformações excessivas.

Segundo YODER & WITCZAK (1975), para a determinação da tensão de compressão vertical máxima admissível (σ_{vsladm}) no subleito, pode-se recorrer a seguinte expressão:

$$\sigma_{vsladm} = 0,039 (\text{CBR})^{1,5} \quad (7.5)$$

onde:

- σ_{vsladm} em Kgf/cm²; e
- CBR em %.

Segundo MOTTA e MEDINA (1991), "para a tensão vertical no subleito admite-se que o critério proposto por KÖSTENBERGER é coerente com o tipo de caracterização que se propõe para os materiais e, embora não tenha sido desenvolvido para solos brasileiros, mostra-se coerente com alguns valores de tensão de ruptura determinados por SVENSON (1980) para os solos do subleito".

O modelo de KÖSTENBERGER é dado pela expressão:

$$\sigma_{v\text{máx}} = 0,006 \times Mr / 1 + 0,7 \log N \quad (7.6)$$

onde:

- $\sigma_{v\text{máx}}$ = tensão de compressão máxima admissível no subleito, em Kgf/cm².

Quadro 7.13 - Valores sugeridos para tensão vertical admissível no subleito, segundo KÖSTENBERGER (MOTTA e MEDINA, 1991).

Módulo Resiliente Kgf/cm ²	Tensão vertical no subleito (Kgf/cm ²)			
	N = 10 ⁵	N = 10 ⁶	N = 10 ⁷	N = 10 ⁸
250	0,29	0,25	0,23	0,21
500	0,58	0,51	0,45	0,41
750	0,87	0,76	0,68	0,62
1000	1,15	1,02	0,91	0,82
2000	2,31	2,03	1,82	1,64
3000	3,46	3,05	2,73	2,47
5000	5,77	5,08	4,55	4,11

O quadro 7.14 mostra as tensões verticais calculadas pelo FEPAVE 2, atuantes no topo do subleito e as tensões admissíveis nos materiais estudados, obtidas em função do CBR. Pelo exposto, verifica-se que as tensões aplicadas ao subleito são bem menores do que as tensões admissíveis, quando comparadas com as obtidas através da expressão: 7.5.

Quadro 7.14 Tensões Verticais Calculadas e Admissíveis no topo do Reforço e do Subleito

Trecho	Reforço			Subleito		
	CBR	σ_{vadm}	σ_{vcal}	CBR	σ_{vadm}	σ_{vcal}
Pomerode	49,5	13,6	0,40	7,5	0,80	0,25
			0,34	4,0	0,31	0,16
Brusque	50,8	14,1	0,73	6,4	0,63	0,40
Blumenau	30,9	6,7	0,38	7,0	0,72	0,24

Quando a tensão admissível no subleito é obtida através da equação 7.6, verifica-se que elas são muito próximas das tensões verticais de compressão no topo do subleito, como pode ser visto no quadro 7.15.

Quadro 7.15 Tensões Calculadas e Admissíveis no topo do Reforço e Subleito

Trecho	Reforço			Subleito		
	Mód	σ_{adm}	σ_{alc}	Mód	σ_{adm}	σ_{alc}
Pomerode	307	0,33	0,40	288	0,31	0,25
	310	0,33	0,34	290	0,31	0,16
Brusque	713	0,78	0,73	997	1,09	0,40
Blumenau	260	0,28	0,38	243	0,26	0,24

Pelo que se pode observar, nos trechos onde o pavimento é constituído somente de camadas granulares, inclusive o subleito, a relação que melhor se aplica é a que correlaciona a tensão de compressão vertical admissível no topo do subleito com o CBR.

Com isso, para proteger o subleito da ruptura por cisalhamento, observa-se pelos dados apresentados no quadro 7.14, que as camadas subjacentes são superdimensionadas nos 3 trechos estudados.

De fato, os problemas que ocorrem nos pavimentos não são provenientes de afundamentos (cisalhamento) mas sim por fadiga da camada asfáltica em função das elevadas deflexões, tensões e deformação de tração no revestimento.

As figuras 7.8; 7.9 e 7.10 mostram a relação entre tensão vertical de compressão calculada no topo do subleito e o módulo resiliente do reforço. Verifica-se que há uma queda na tensão aplicada, quando aumenta o módulo do reforço. A exceção fica para o trecho de Brusque, onde há um ligeiro acréscimo de tensão no subleito com o aumento do módulo resiliente.

Para qualquer das estruturas de pavimento simuladas, utilizando-se os modelos obtidos com amostras da 1ª compactação e 3ª recompactação, nos teores de umidade ótima e de $\pm 2\%$ em relação à ótima, os valores das tensões calculadas são muito próximos entre si, com diferenças, entre o menor e o maior valor, não superiores a 7% para o mesmo trecho. Isso mostra que para os solos estudados a variação modular do reforço com as recompactações e com as variações de umidade pouco influem na tensão vertical de compressão no topo do subleito.

As figuras 7.11; 7.12 e 7.13 correlacionam a deformação específica vertical no topo do subleito com o módulo resiliente do reforço. Verifica-se que com o aumento do módulo resiliente há um acréscimo na deformação específica do subleito. Isso se explica, pois quanto menores os módulos verificados no reforço do subleito, maiores são as tensões confinantes aplicadas no subleito e, conseqüentemente maiores os módulos no topo do subleito.

Os deslocamentos verticais no topo do subleito, são praticamente os mesmos para todas as simulações, apesar de serem bem diferentes no revestimento. Os valores dos deslocamentos no topo do subleito foram: de 72 a 74 x 10⁻² mm para a jazida - Pomerode; de 40 a 41 x 10⁻² mm para a jazida - Brusque e 81 a 82 x 10⁻² mm para a jazida - Blumenau.

7.2.6 Contribuição das Camadas na Deflexão Total do Pavimento

A contribuição percentual de cada uma das camadas componentes do pavimento na deflexão total das estruturas são as apresentadas no quadro 7.16, obtidas através da análise estrutural com o FEPAVE2:

Quadro 7.16 - contribuição das camadas na deflexão das estruturas do pavimento, em %

Camadas	Pomerode		Brusque	Blumenau
	Reforço = 18 cm	Reforço = 38 cm	Reforço = 25 cm	Reforço = 20 cm
Base	20,5	20,0	24,7	17,5
Reforço	23,5	39,6	40,0	25,0
Subleito	56,0	40,3	35,3	57,5

Os quadros 7.17 a 7.19 mostram os valores da deflexão (x10⁻² mm) no topo de cada uma das camadas componentes da estrutura do pavimento.

Quadro 7.17 - Valores da deflexão nas camadas do pavimento para o trecho: Pomerode

Simul.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
CAUQ	136	124	143	127	118	142	145	121	157	126	111	157
Base	136	124	143	127	118	142	145	121	157	126	111	157
Reforço	109	97	115	100	91	115	118	94	130	100	84	130
Subleito	74	73	74	74	72	74	55	54	54	55	52	54

Quadro 7.18 - Valores da deflexão nas camadas do pavimento para o Trecho: Brusque

Simul.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
CAUQ	105	125	118	119	108	115	91	104	99	100	93	97
Base	105	125	118	119	108	115	91	104	99	100	93	97
Reforço	76	97	89	90	80	86	63	76	71	71	65	69
Subleito	41	40	40	40	41	41	41	40	41	40	41	41

Quadro 7.19 - Valores da deflexão nas camadas do pavimento para o Trecho: Blumenau

Simul.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
CAUQ	149	141	155	133	125	151	145	138	151	131	124	147
Base	149	141	155	133	125	151	145	138	151	131	124	147
Reforço	124	116	130	109	101	126	118	11	123	104	98	120
Subleito	82	82	82	81	79	82	81	81	81	80	78	82

As figuras 7.14; 7.15 e 7.16 correlacionam a deflexão calculada com o módulo resiliente do reforço do subleito. Verifica-se que com o aumento do módulo resiliente há um decréscimo no valor da deflexão e, conseqüentemente, uma maior vida útil para o pavimento.

7.2.7 Influência da Recompactação do Material do Reforço na Diferença de Tensões, Deformações e Deflexões do Pavimento

Os quadros 7.7 a 7.9 apresentam os valores obtidos com o programa computacional FEPAVE 2, para os valores das diferenças de tensões e deformações específica de tração na face inferior do revestimento e a deflexão à superfície do pavimento.

Como pôde ser verificado nos quadros apresentados e nas figuras 7.17, as deflexões diminuem com as recompactações do material do reforço, para o mesmo teor de umidade. As figuras mostram os resultados da 1ª compactação e da 3ª recompactação.

O quadro 7.20 mostra os valores e a variação percentual da deflexão com as recompactações, para a simulação que produz a maior diferença percentual da deflexão.

Quadro 7.20 Variação da deflexão (D) com as recompactações

Jazida	Valor da Deflexão ($\times 10^{-2}$ mm)		Redução em %
	1ª compactação	3ª recompactação	
Pomerode	145	126	13
Brusque	125	108	14
Blumenau	149	133	11

Para as diferenças de tensões ($\Delta\sigma$) na face inferior do revestimento, ocorre uma pequena redução de valor com a recompactação, como pode ser visto no quadro 7.21 e nas figuras 7.18.

Quadro 7.21 Variação da diferença de tensões ($\Delta\sigma$) com as recompactações

Jazida	Valor de ($\Delta\sigma$), em Kgf/cm ²		Redução em %
	1ª compactação	3ª recompactação	
Pomerode	22,2	21,5	3
Brusque	20,2	19,6	3
Blumenau	20,2	19,2	3

O mesmo acontece para a deformação específica de tração (ϵ_{tr}) na face inferior do revestimento, como é mostrado no quadro 6.22 e nas figuras 7.19.

Quadro 7.22 Variação da deformação específica de tração (ϵ_{tr}) com as recompactações

Jazida	Valor de (ϵ_{tr}) ($\times 10^{-6}$ cm/cm)		Redução em %
	1ª compactação	3ª recompactação	
Pomerode	441	428	3
Brusque	503	482	4
Blumenau	465	435	6

Pelos resultados apresentados, as recompactações trazem pequena melhora no comportamento do material no tocante às deflexões, diferença de tensões e deformação específica de tração na face inferior do revestimento, sem contudo melhorar de forma significativa o comportamento do material.

A melhora observada no comportamento do pavimento, em função das recompactações do material do reforço, são devidas à melhora nos valores modulares do mesmo, devido ao aumento de M.E.A.S. e, redução da umidade ótima do material do reforço.

7.2.8 Influência do Teor de Umidade do Material do Reforço na Distribuição de Tensões, Deformações e Deflexões do Pavimento

Os quadros de 7.7 a 7.9 mostram os resultados obtidos das simulações realizadas, para as diferenças de tensões ($\Delta\sigma$) na face inferior do revestimento, deformações específicas de tração (ϵ_{tr}) na face inferior do revestimento e para as deflexões na superfície do pavimento.

Como pode ser verificado na figura 7.20, a deflexão à superfície do revestimento diminui quando se diminui o teor de umidade para -2% e aumenta quando o teor de umidade aumenta para +2%, em relação à umidade ótima. A variação percentual encontrada e os valores da deflexão obtidos através das simulação , estão no quadro 7.23.

Quadro 7.23 Influência do teor de umidade do material do reforço na deflexão do pavimento.

Jazida	Deflexão (x10E-2mm)			Variação em %	
	hót	hót - 2%	hót + 2%	hót - 2%	hót + 2%
Pomerode	136	123	143	-10	+5
Brusque	119	108	115	-10	-3
Blumenau	149	141	155	-5	+4

Para a diferença de tensões ($\Delta\sigma$) na face inferior do revestimento, há redução de valor, quando o teor de umidade diminui em 2% e há um acréscimo quando o teor de umidade é aumentado em 2%.

A figura 7.21, mostram a influência da variação do teor de umidade do reforço na diferença de tensões ($\Delta\sigma$) na face inferior do revestimento. O quadro 7.24 mostra os resultados.

Quadro 7.24 - Influência do teor de umidade na diferença de tensões ($\Delta\sigma$) na face inferior do revestimento.

Jazida	Diferença de tensões ($\Delta\sigma$), em Kgf/cm ²			Variação em %	
	hót	hót - 2%	hót + 2%	hót - 2%	hót + 2%
Pomerode	21,1	20,5	21,2	-3	0
Brusque	18,8	18,6	18,8	-1	0
Blumenau	19,8	19,3	20,6	-3	+4

Como pode ser verificado na figura 7.22, para as deformações específicas de tração (ϵ_{tr}) na face inferior do revestimento, ocorre uma diminuição de valor com a redução de 2% no teor de umidade e, há um acréscimo em seu valor quando o teor de umidade é aumentado em 2%.

O quadro 7.25 mostra os valores para ϵ_{tr} , e as variações percentuais com a variação do teor de umidade em 2% para mais e para menos, em relação à umidade ótima.

Quadro 7.25 Influência do teor de umidade na deformação específica de tração (ϵ_{tr})

Jazida	Deformação específica de tração ($\times 10^{-6}$ cm/cm)			Variação em %	
	hót	hót - 2%	hót + 2%	hót - 2%	hót + 2%
Pomerode	460	441	466	-4	+1
Brusque	495	482	490	-3	+1
Blumenau	471	465	481	-1	+2

Pelos resultados apresentados verifica-se que uma redução no teor de umidade em 2%, em relação à umidade ótima, reduz os valores das tensões, deformações e deflexões à qual o pavimento é submetido. Isto se dá em função da melhoria que ocorre nos valores modulares do material do reforço, quando o mesmo é compactado com o teor de umidade abaixo da ótima. O contrário ocorre com a elevação no teor de umidade.

As variações verificadas são pouco acentuadas, não traduzindo em melhora ou piora significativa no comportamento do pavimento.

7.3 DEFLEXÕES MEDIDAS X DEFLEXÕES CALCULADAS

Nos trechos em estudo foram efetuadas medições de deflexão e levantamento de bacias de deformação com a Viga Benkelman e, comparadas com as bacias de deformação obtidas com o programa FEPAVE 2. Os resultados são mostrados nas figuras 7.23 a 7.26.

Verifica-se que as deflexões determinadas através do programa computacional FEPAVE2 a partir do conhecimento do comportamento resiliente dos materiais empregados, simulam muito bem as condições de deflexão medidas no campo.

7.4 ANÁLISE COMPARATIVA DAS 3 (TRÊS) JAZIDAS

Para poder melhor avaliar a diferença de comportamento entre os materiais das 3 jazidas, foi eleita a estrutura do pavimento do trecho Pomerode, com reforço de 18,0 cm, para se fazer simulações com o material das outras 2 jazidas e comparar resultados.

Observa-se que os materiais das jazidas de Pomerode e Blumenau tem comportamentos muito semelhantes no tocante à deflexão e a vida útil determinada através do número "N" pelas várias metodologias (vide quadro 7.10). Para o material da jazida do trecho de Brusque, verifica-se que a deflexão é da ordem de 70% em relação aos outros 2 trechos e que a vida útil determinada através do número "N", utilizando a deflexão como parâmetro, é da ordem de 5 vezes a das outras 2. Utilizando a diferença de tensões como parâmetro, a vida de fadiga é 1,3 vezes maior e quando se utiliza a deformação específica de tração na face inferior do revestimento, esse valor cai para 1,1 vezes.

No quadro 7.26 são apresentados os valores médios da deflexão e do Número "N" obtidos para as estruturas simuladas de 7 a 12 (quadros 7.17 a 7.19), cujas estruturas são as mesmas para os 3 trechos.

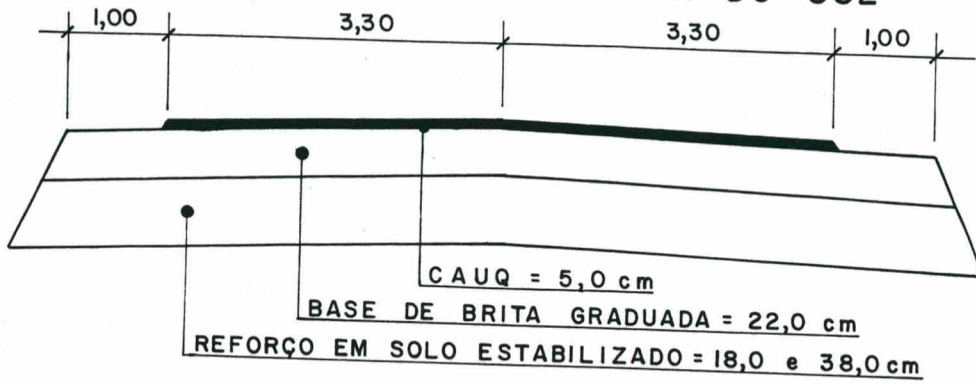
Quadro 7.26 - Valores médios da deflexão e o Número "N" calculado

Trecho	NÚMERO "N" - Modelos				Deflexão (x10 ⁻² mm)
	7.1	7.2	7.3	7.4	
Pomerode	205x10 ⁴	3,3x10 ⁵	1,3x10 ⁵	11x10 ⁵	132
Brusque	232x10 ⁴	15,0x10 ⁵	6,6x10 ⁵	12x10 ⁵	97
Blumenau	227x10 ⁴	2,4x10 ⁵	0,9x10 ⁵	11x10 ⁵	139

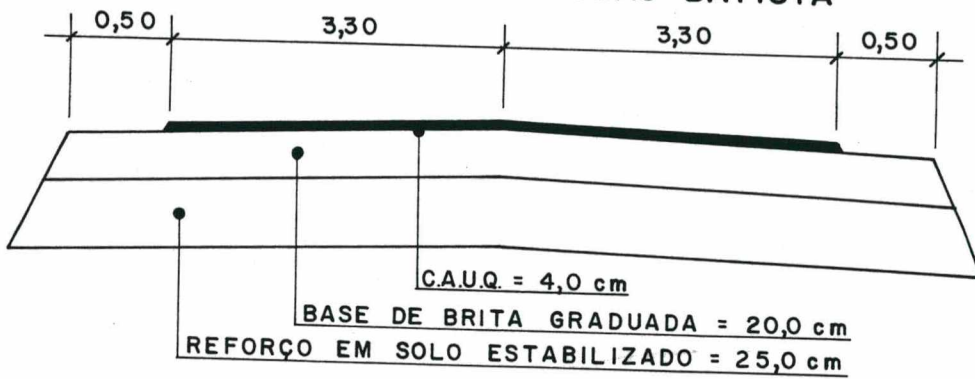
A figura 7.27 ilustra as bacias de deformação para os 3 (três) materiais, para estruturas iguais, mostrando que para o trecho Brusque há uma melhora significativa na bacia de deformação, quando comparada com a estrutura do projeto. Para o trecho Blumenau a bacia permanece praticamente a mesma.

Verifica-se, com isso, que um pavimento pode ser melhor projetado quando se leva em consideração as características resilientes do material e não apenas sua resistência medida pelo valor do CBR.

Trecho: POMERODE — JARAGUÁ DO SUL



Trecho: BRUSQUE — SÃO JOÃO BATISTA



Trecho: BLUMENAU — MASSARANDUBA

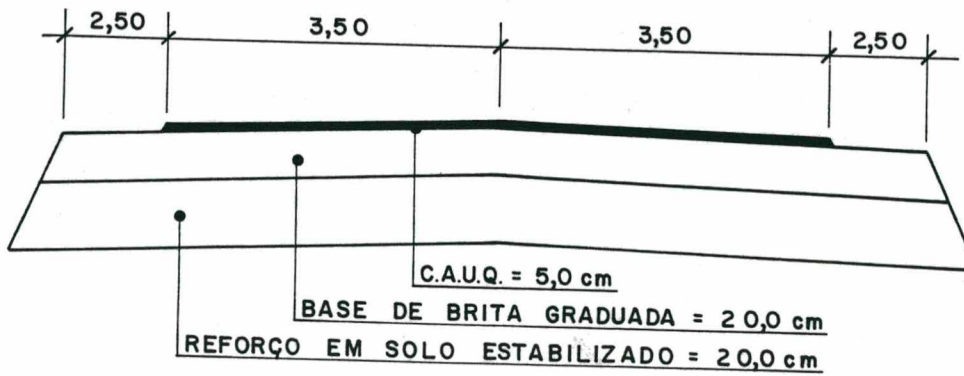


Fig. 7.1 - SECCÃO TRANSVERSAL TIPO DO PAVIMENTO
 S/ESC.

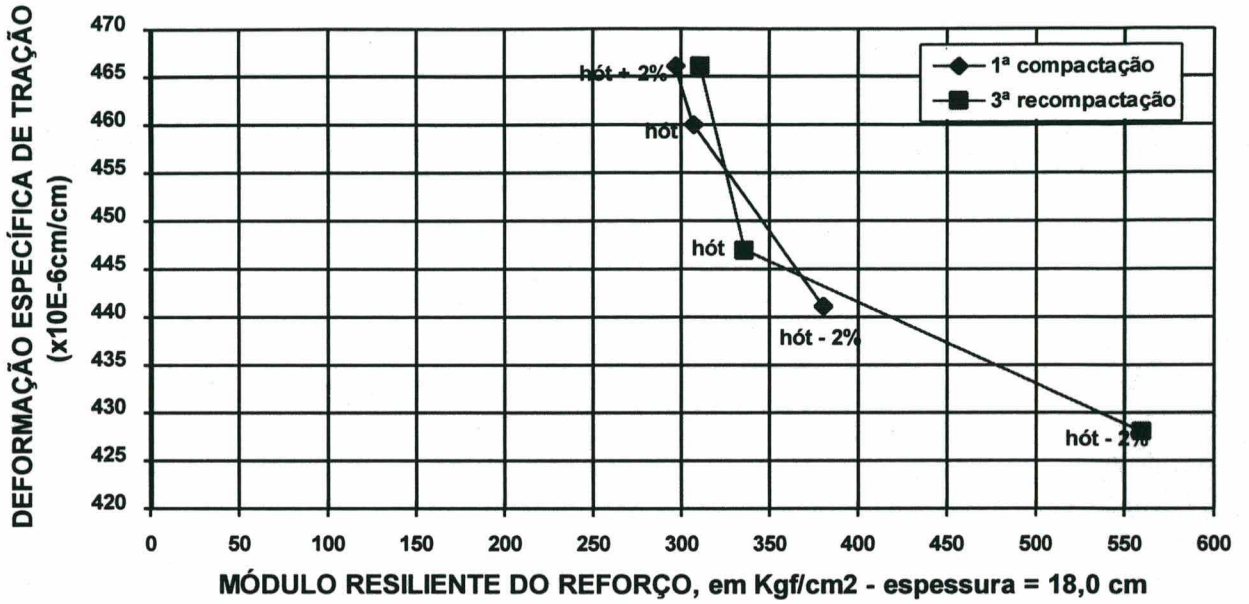


Figura 7.2.a - Trecho: POMERODE
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (kgf/cm²)

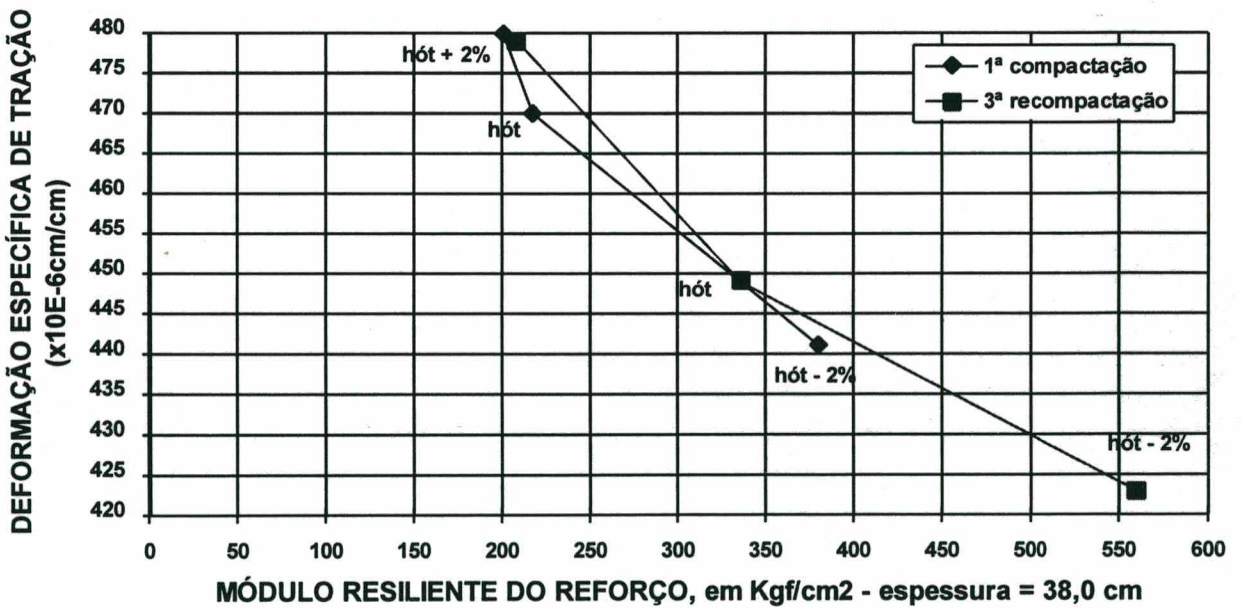


Figura 7.2.b - Trecho: POMERODE
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

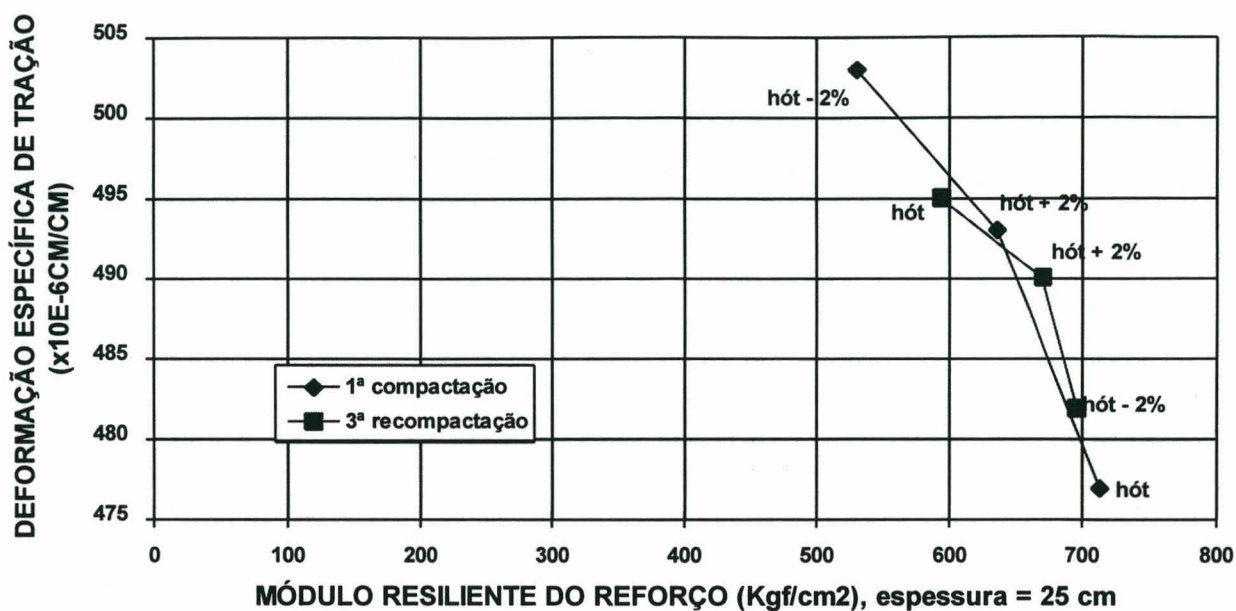


Figura 7.3 - Trecho: BRUSQUE
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

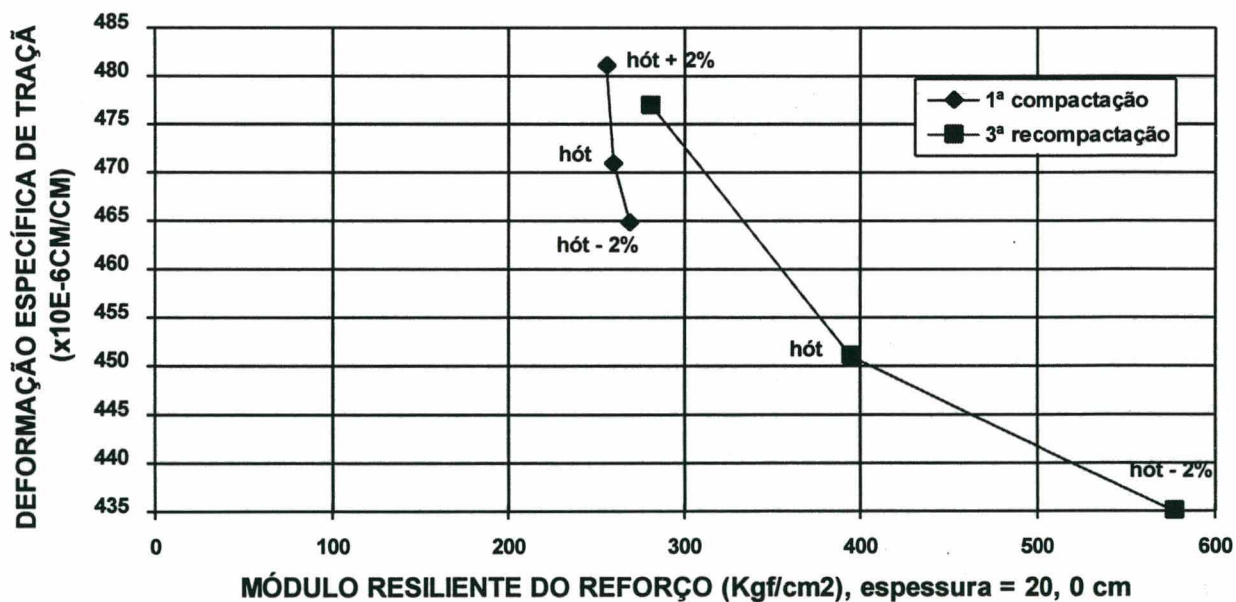


Figura 7.4 - Trecho: BLUMENAU
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

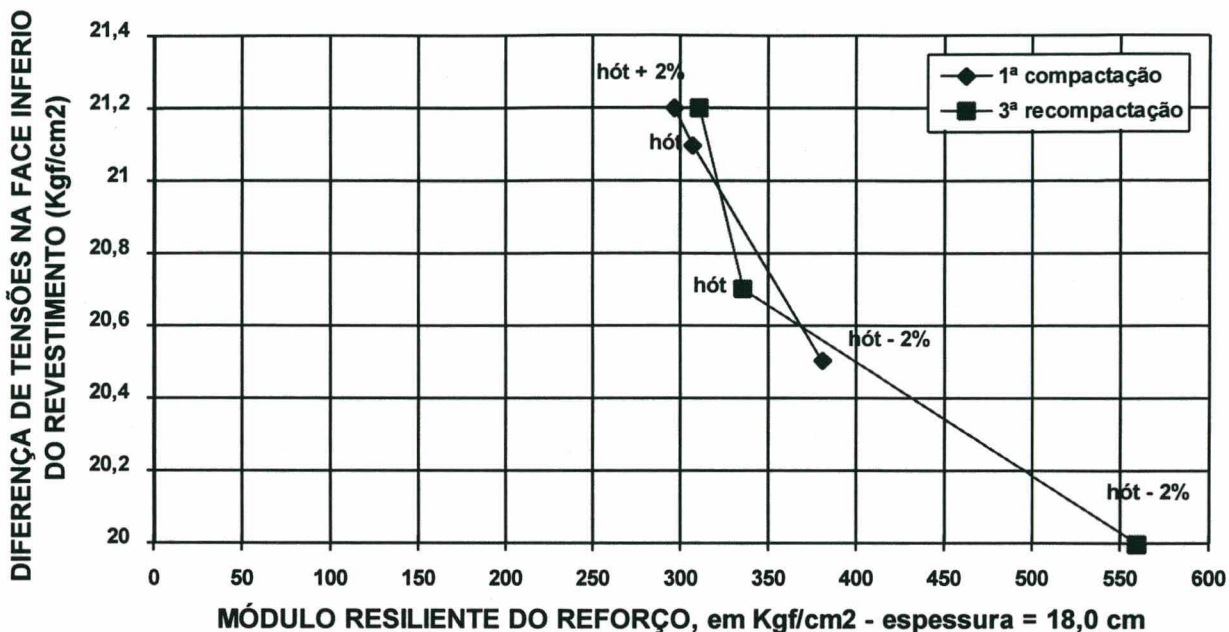


Figura 7.5 - Trecho: POMERODE
DIFERENÇA DE TENSÕES x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

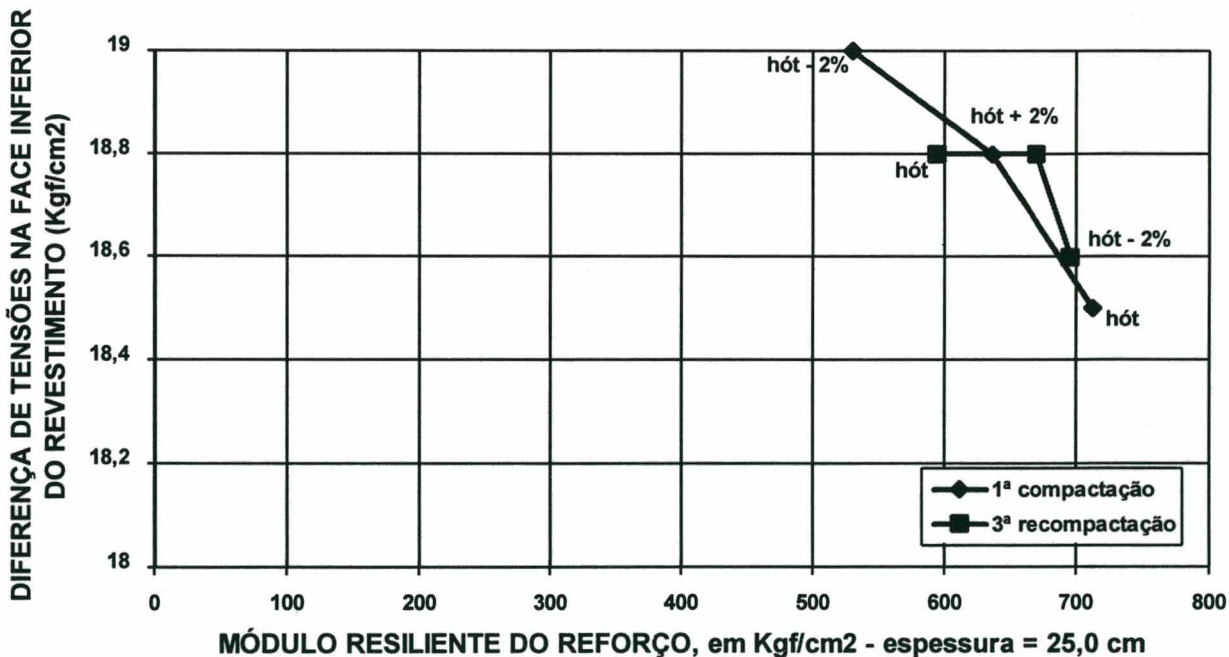


Figura 7.6 - Trecho: BRUSQUE
DIFERENÇA DE TENSÕES x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

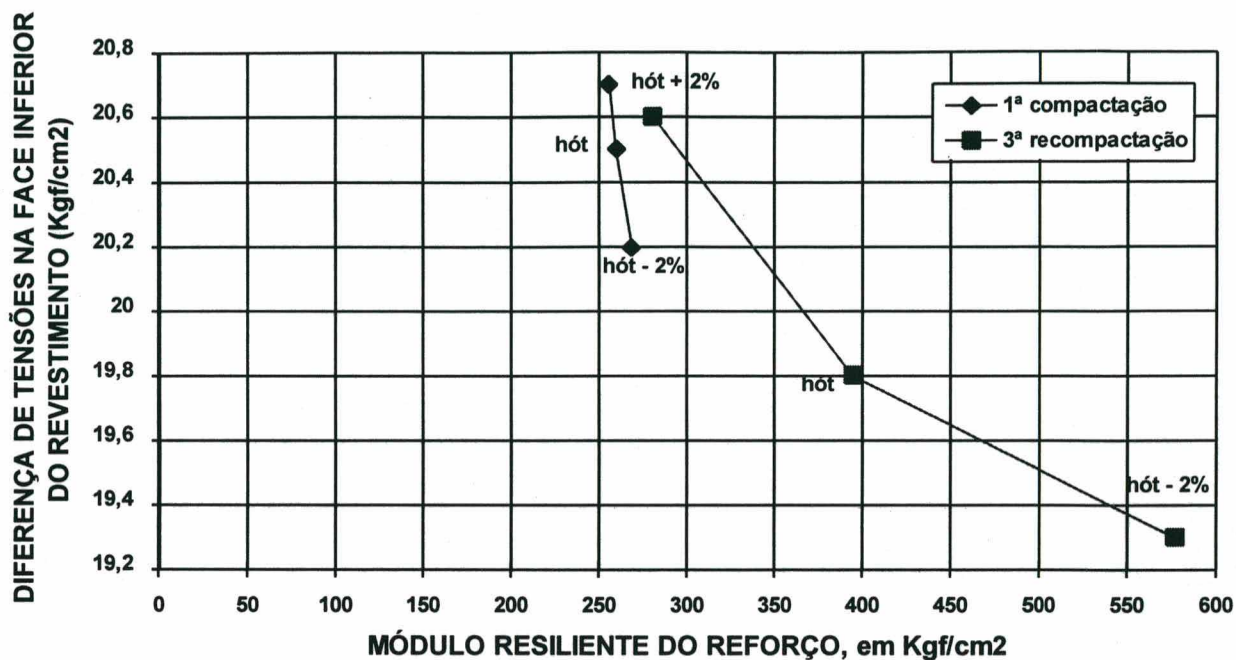


Figura 7.7 - Trecho: BLUMENAU
DIFERENÇA DE TENSÕES x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

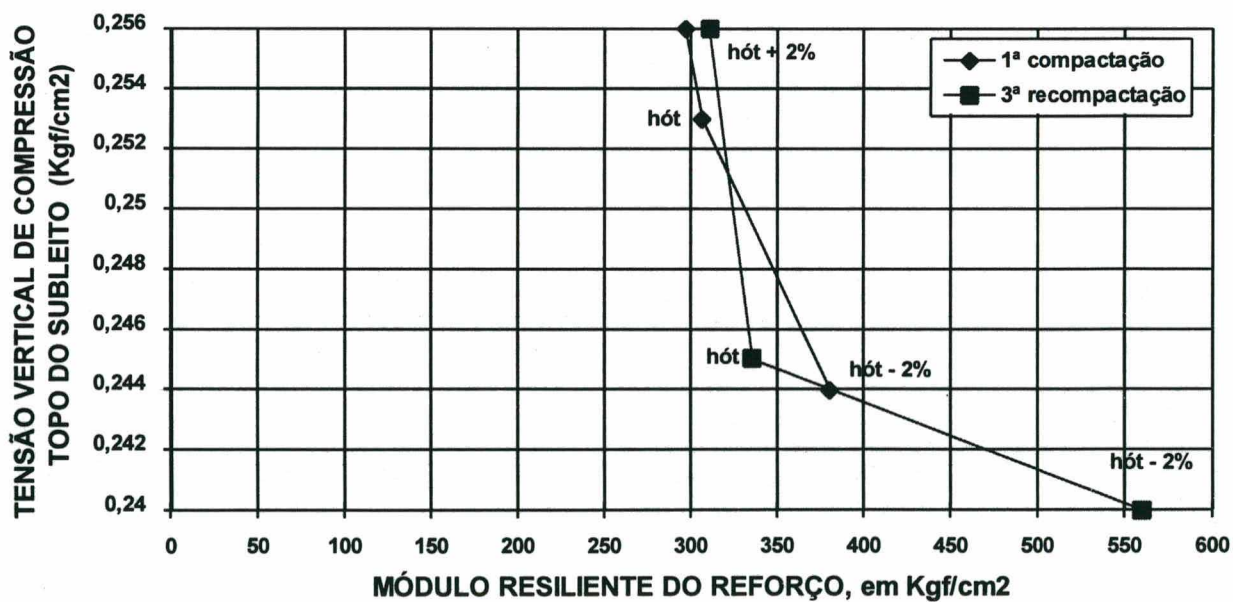


Figura 7.8 - Trecho: POMERODE
TENSÃO VERTICAL DE COMPRESSÃO NO TOPO DO SUBLEITO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

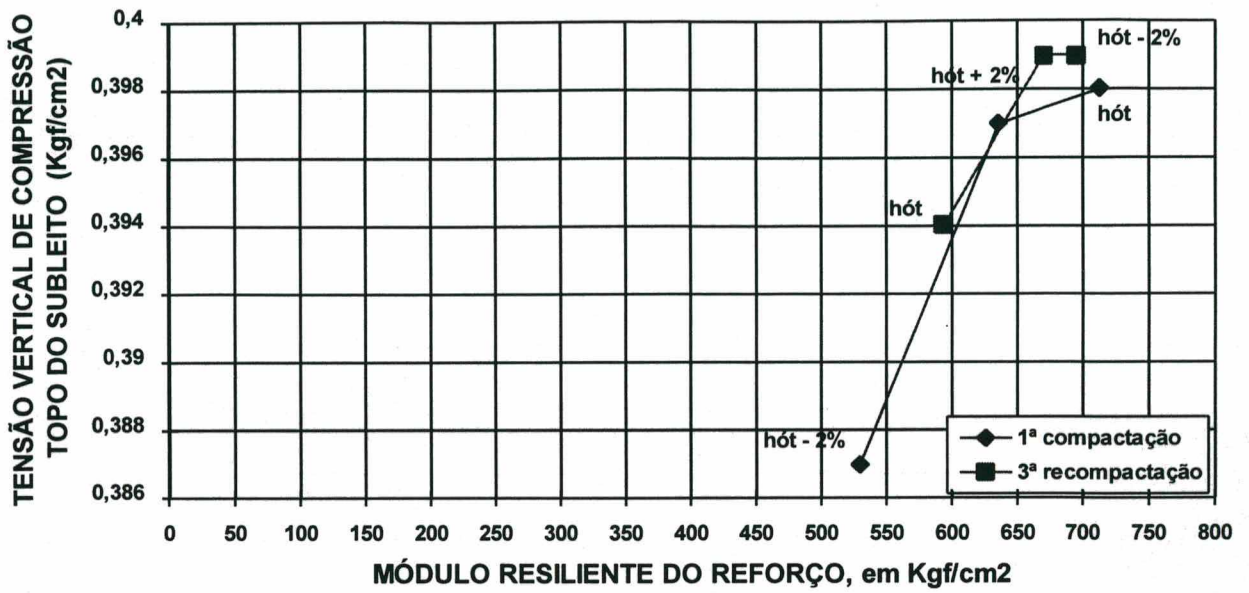


Figura 7.9 - Trecho: BRUSQUE
 TENSÃO VERTICAL DE COMPRESSÃO NO SUBLEITO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kg/cm²)

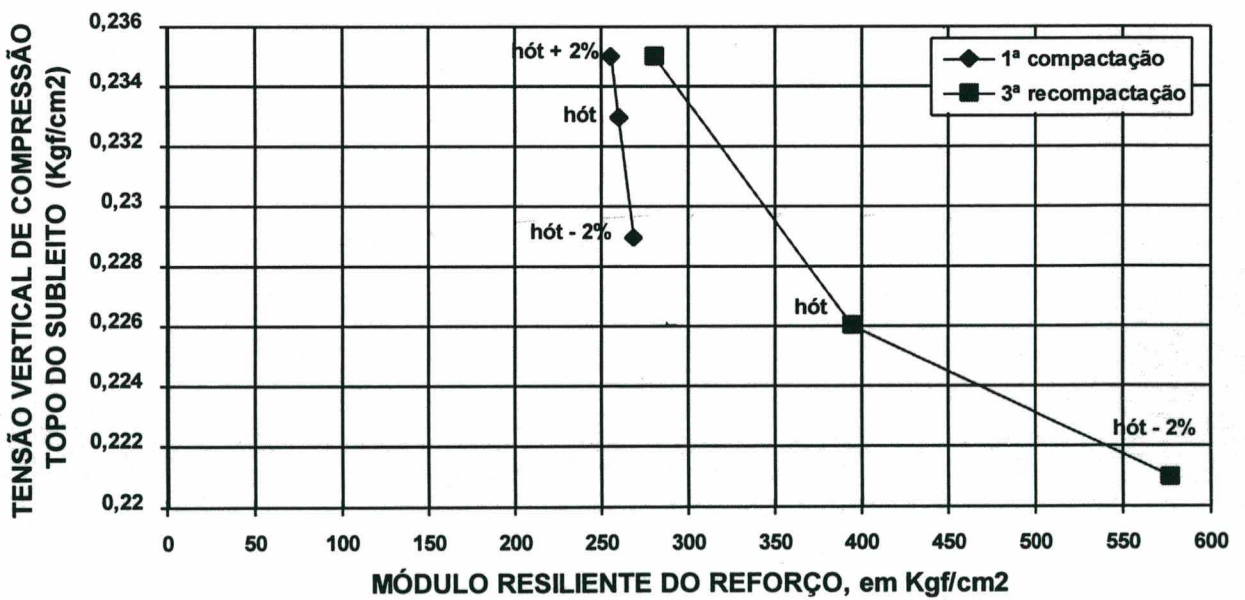


Figura 7.10 - Trecho: BLUMENAU
 TENSÃO VERTICAL DE COMPRESSÃO NO SUBLEITO x MÓDULO DE RESILIENCIA DO REFORÇO (Kg/cm²)

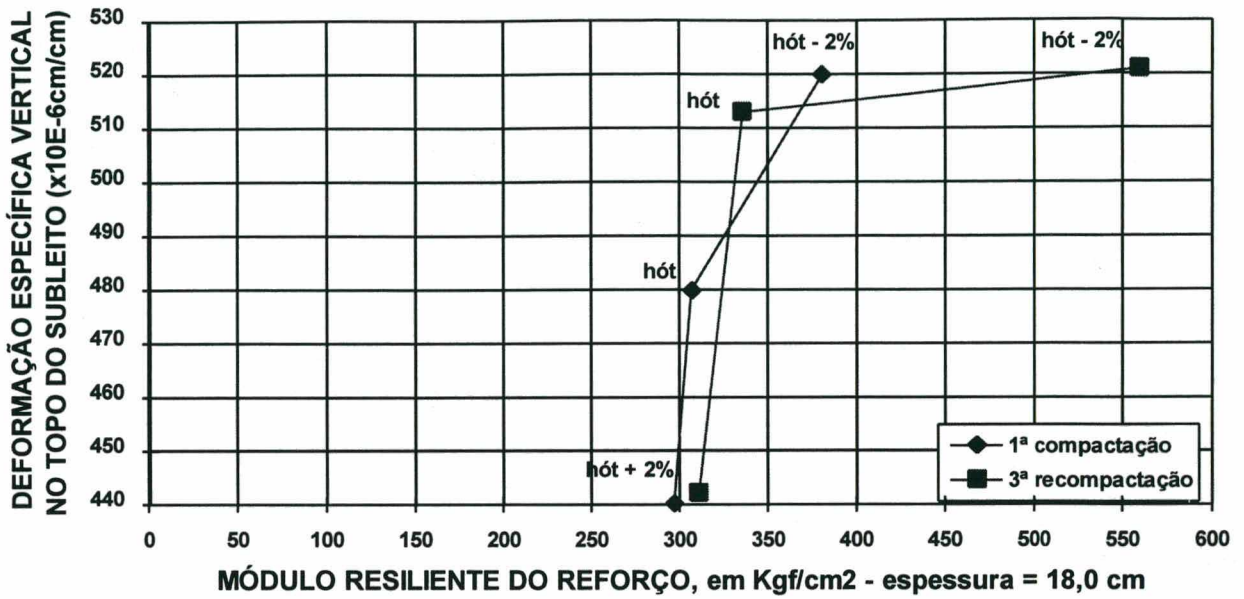


Figura 7.11.a - Trecho: POMERODE
 DEFROMAÇÃO ESPECÍFICA VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO X MÓDULO
 RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

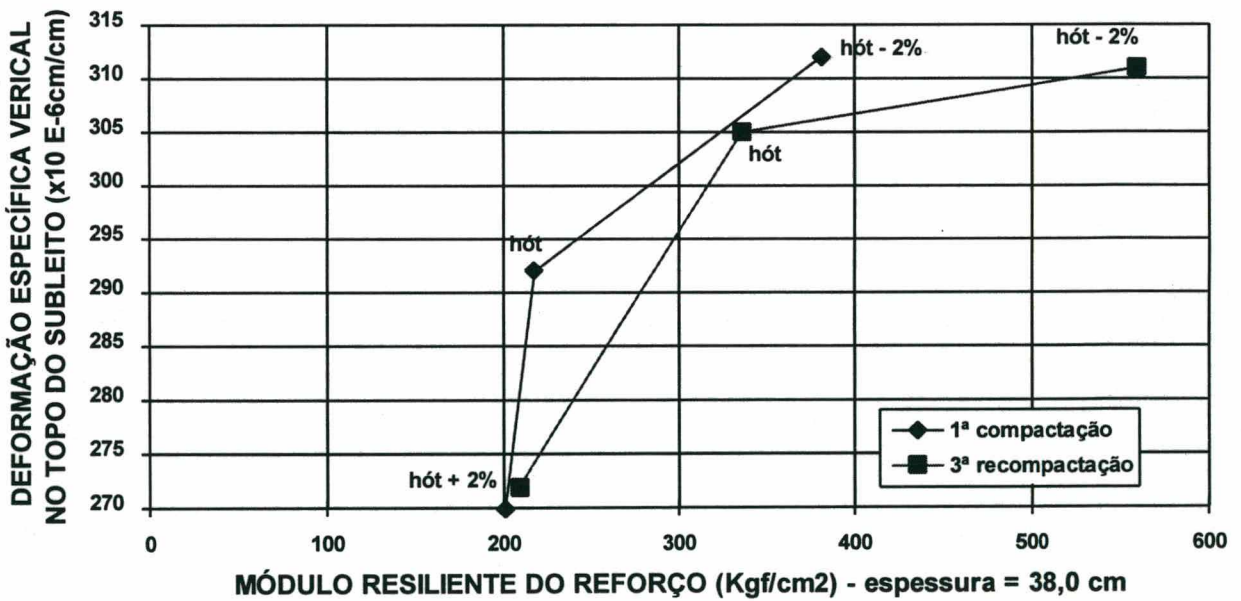


Figura 7.11.b - Trecho: POMERODE
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO X MÓDULO
 RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

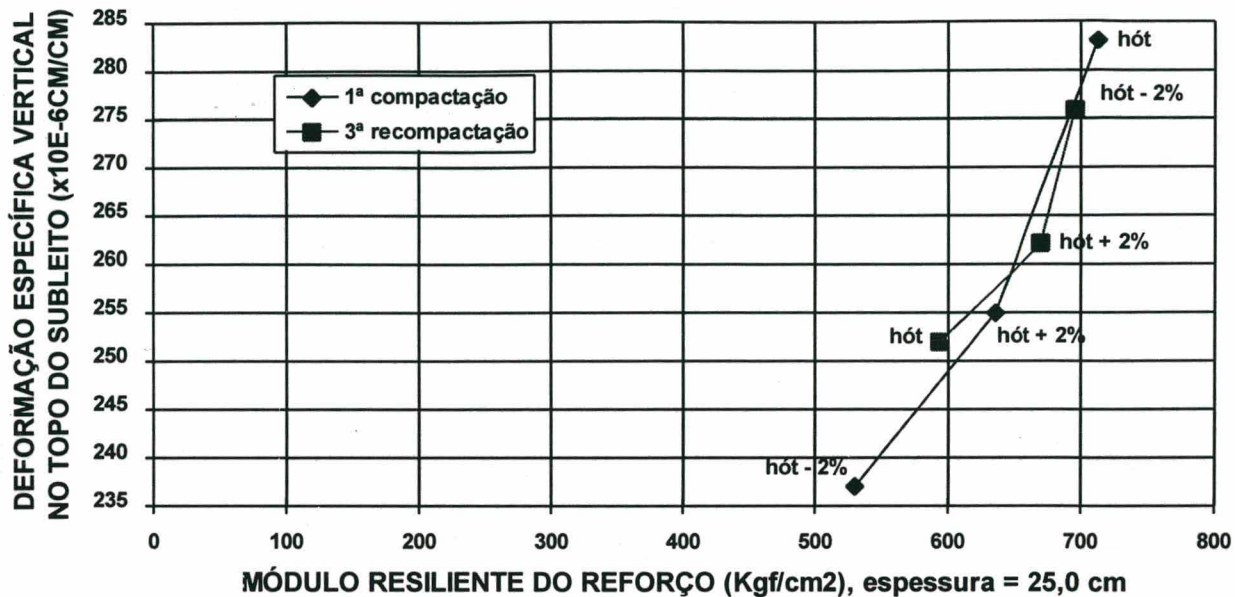


Figura 7.12 - Trecho: BRUSQUE
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

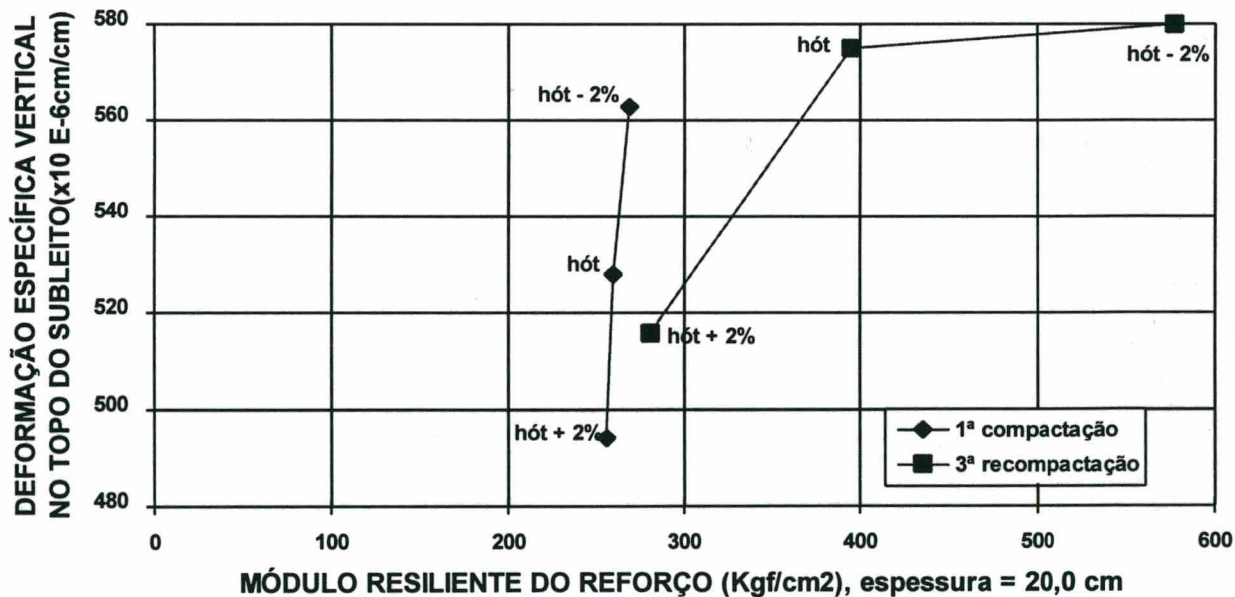


Figura 7.13 - Trecho: BLUMENAU
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

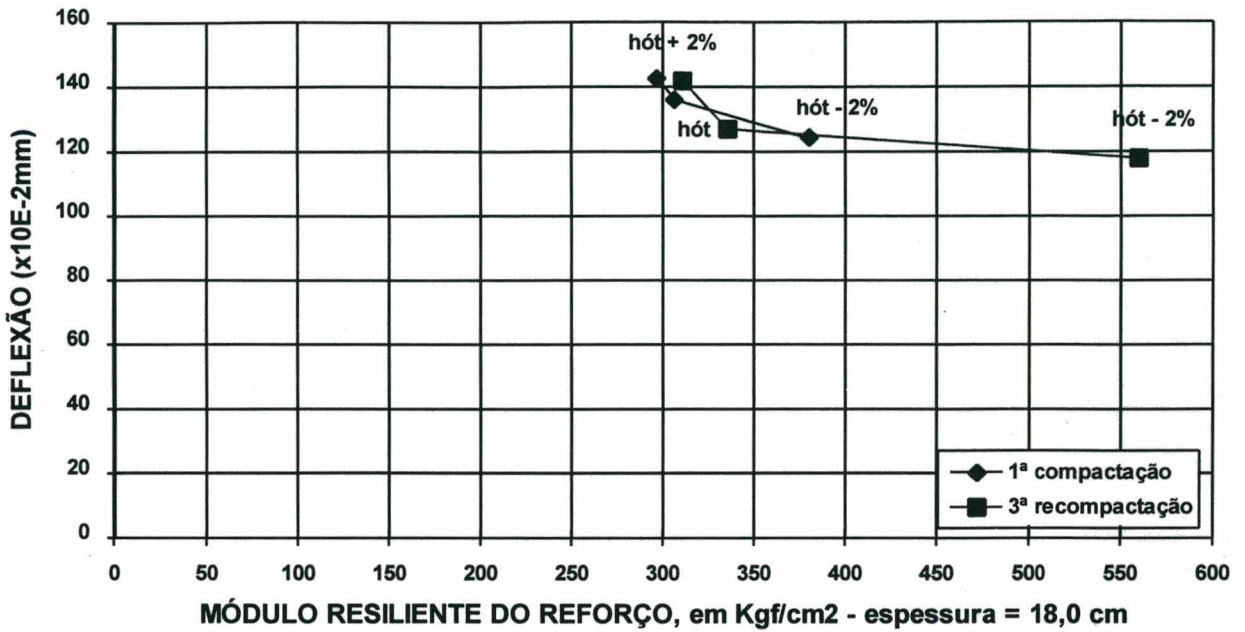


Figura 7.14 - Trecho: POMERODE
DEFLEXÃO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kg/cm²)

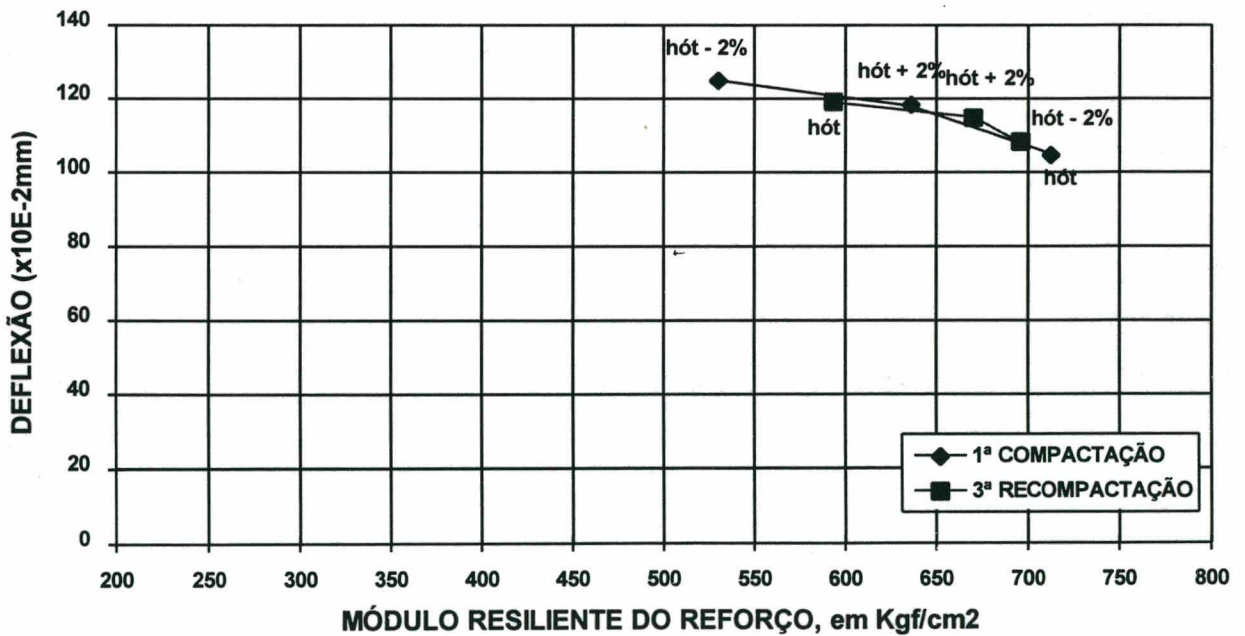


Figura 7.15 - Trecho: BRUSQUE
DEFLEXÃO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kg/cm²)

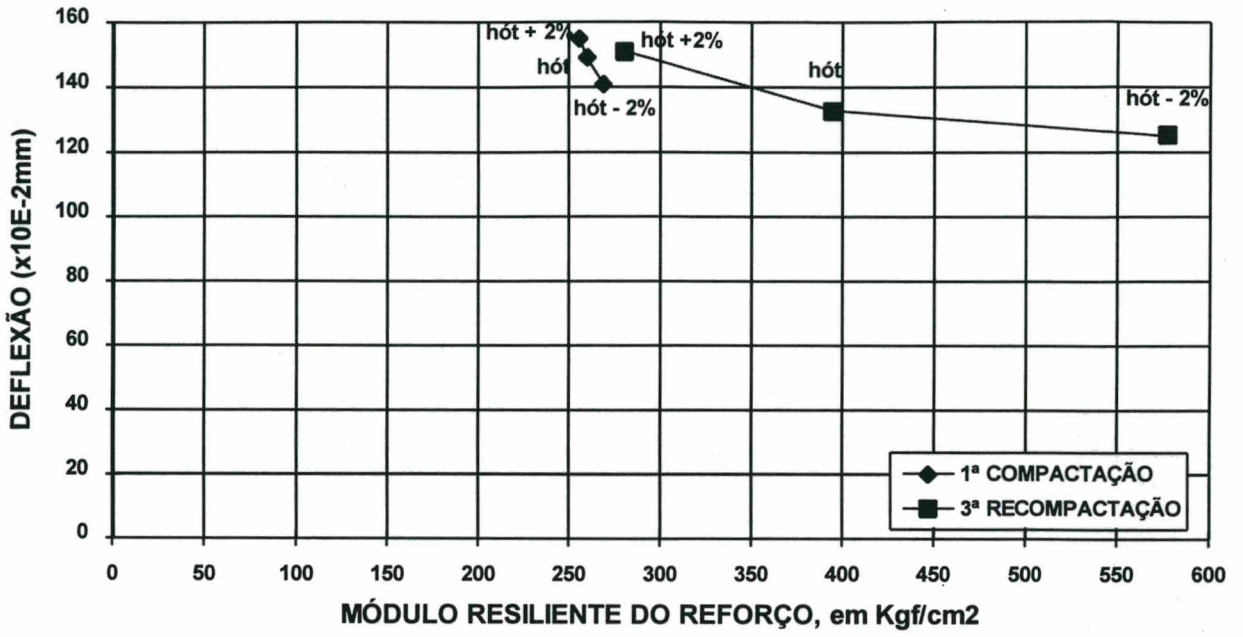


Figura 7.16 - Trecho: BLUMENAU
DEFLEXÃO x MÓDULO RESILIENTE DO REFORÇO (Kgf/cm²)

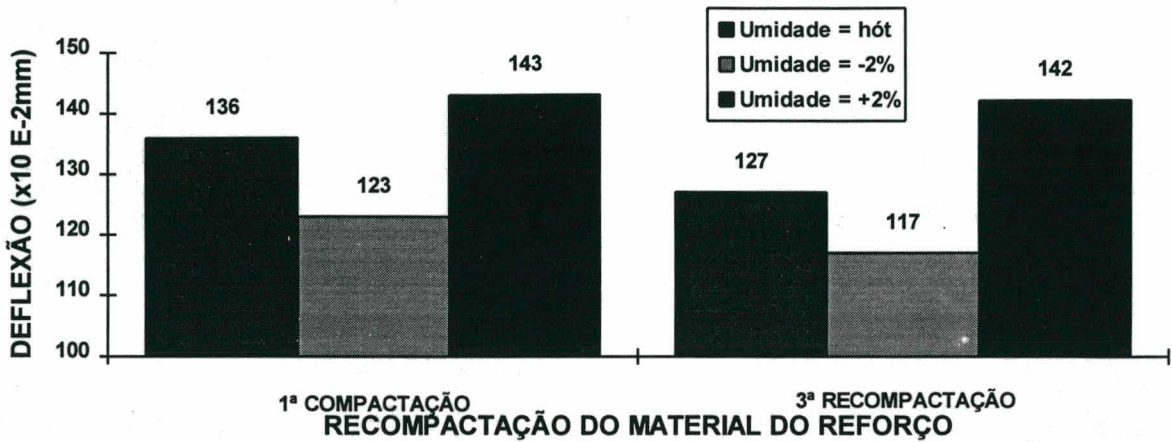


Figura 7.17.a - Trecho: POMERODE
 INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DEFLEXÃO

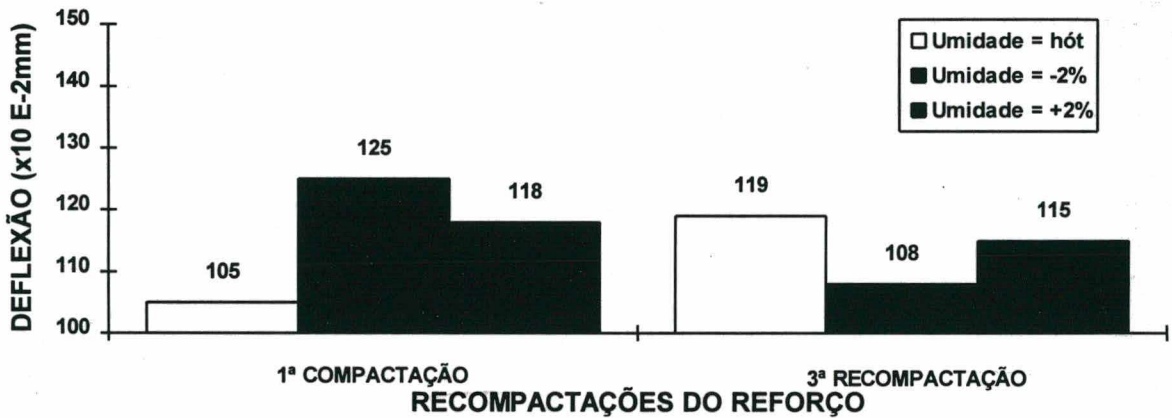


Figura 7.17.b - Trecho: BRUSQUE
 INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DEFLEXÃO

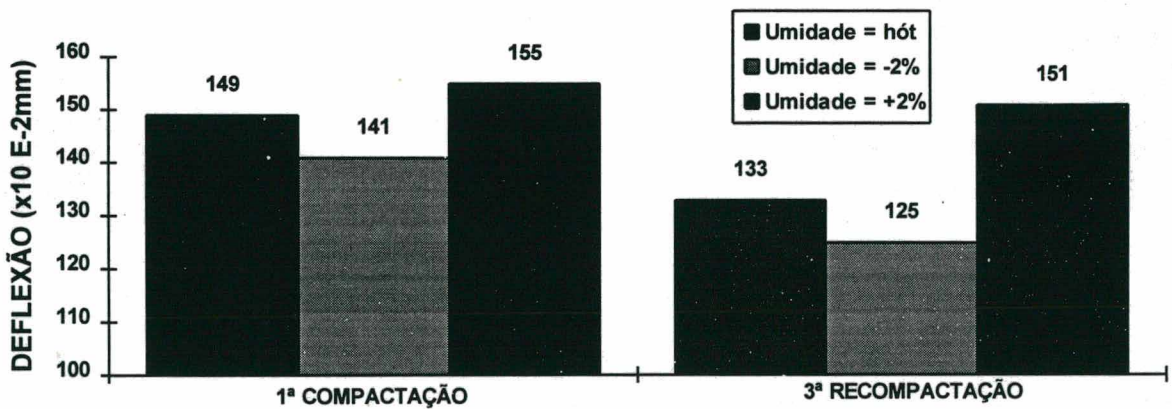
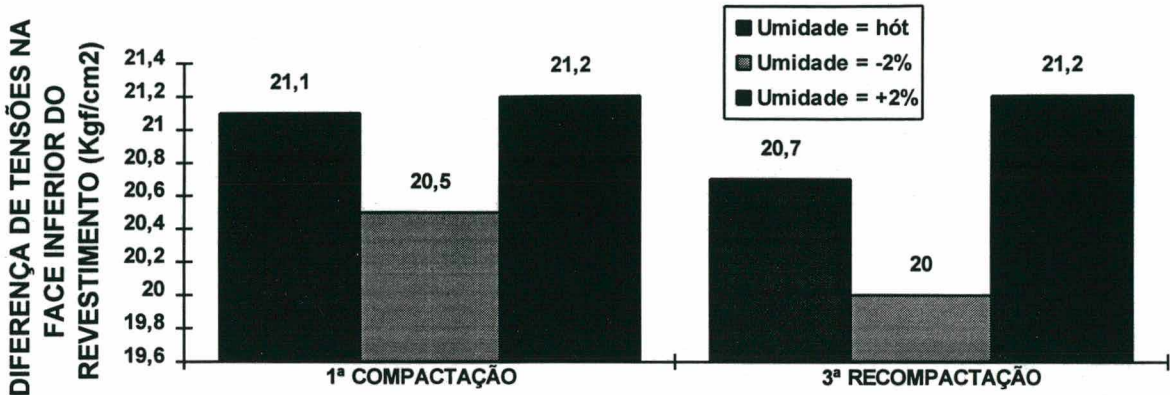
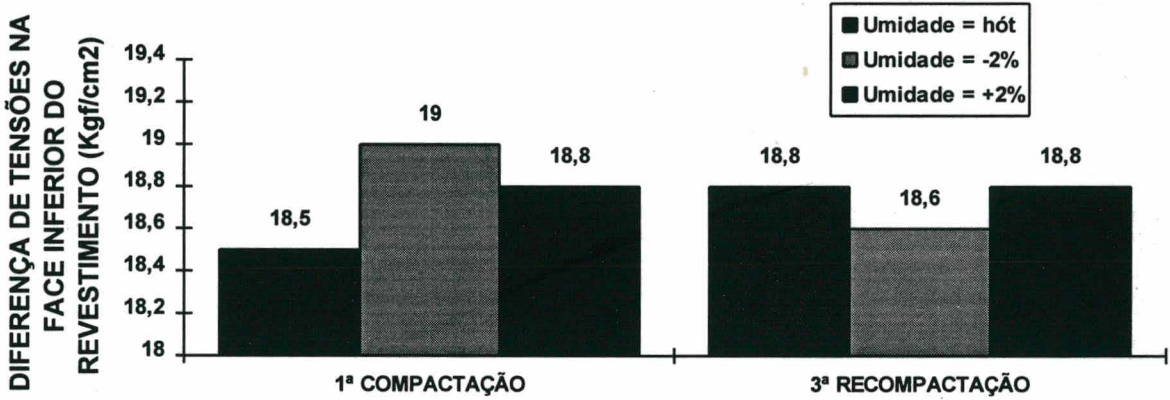


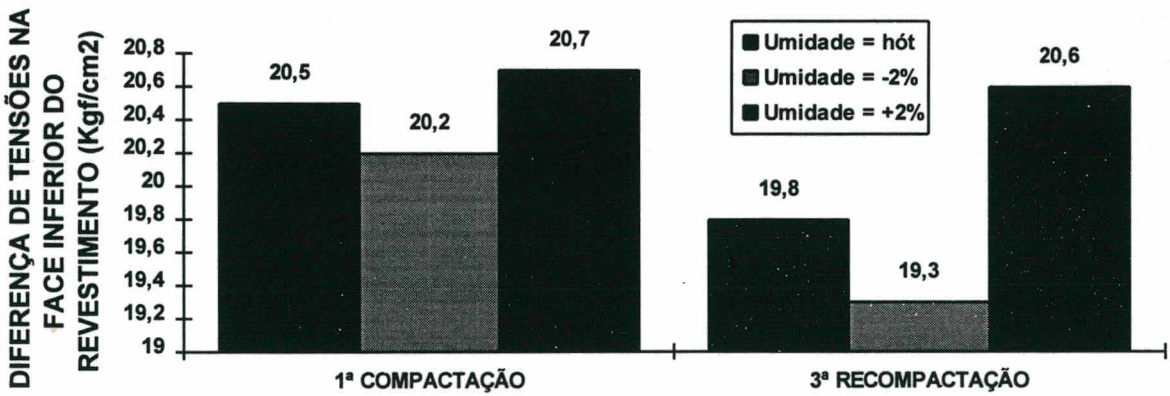
Figura 7.17.c - Trecho: BLUMENAU
 INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DEFLEXÃO



RECOMPACTAÇÃO DO MATERIAL DO REFORÇO
Figura 7.18.a - Trecho: POMERODE
INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DIFERENÇA DE TENSÕES NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

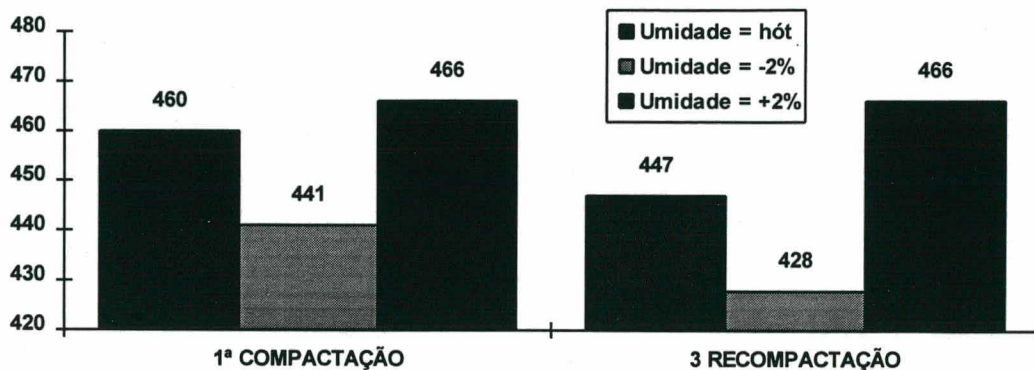


RECOMPACTAÇÃO DO MATERIAL DO REFORÇO
Figura 7.18.b - Trecho: BRUSQUE
INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO NA DIFERENÇA DE TENSÕES NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO



RECOMPACTAÇÃO DO MATERIAL DO REFORÇO
Figura 7.18.c - Trecho: BLUMENU
INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO NA DIFERENÇA DE TENSÕES NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

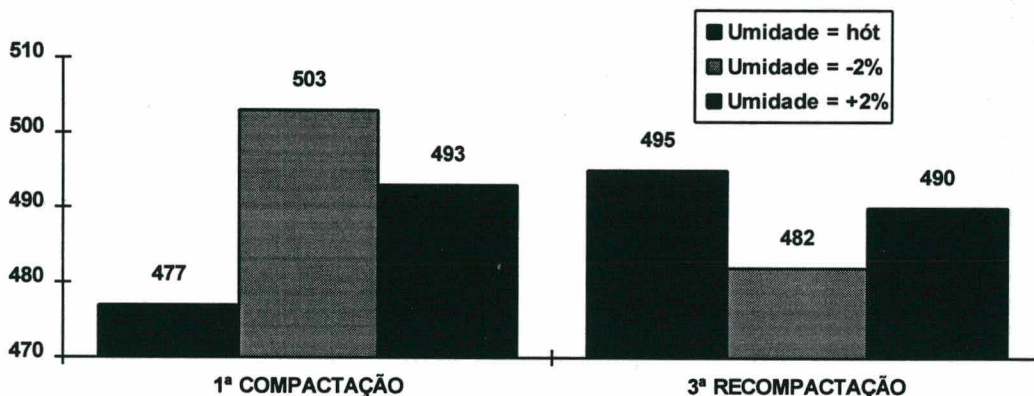
DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE
TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO
REVESTIMENTO
(x10 E-6cm/cm))



RECOMPACTAÇÃO DO MATERIAL DO REFORÇO

Figura 7.19.a - Trecho: POMERODE - INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

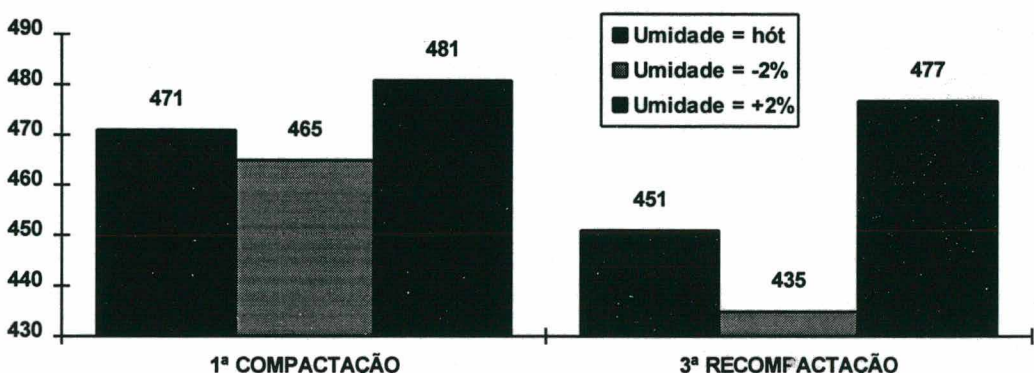
DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE
TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO
REVESTIMENTO
(x10 E-6cm/cm))



RECOMPACTAÇÃO DO MATERIAL DO REFORÇO

Figura 7.19.b - Trecho: BRUSQUE
INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE
TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO
REVESTIMENTO
(x10 E-6cm/cm))



RECOMPACTAÇÃO DO MATERIAL DO REFORÇO

Figura 7.19.c - Trecho: BLUMENAU
INFLUÊNCIA DA RECOMPACTAÇÃO DO REFORÇO NA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

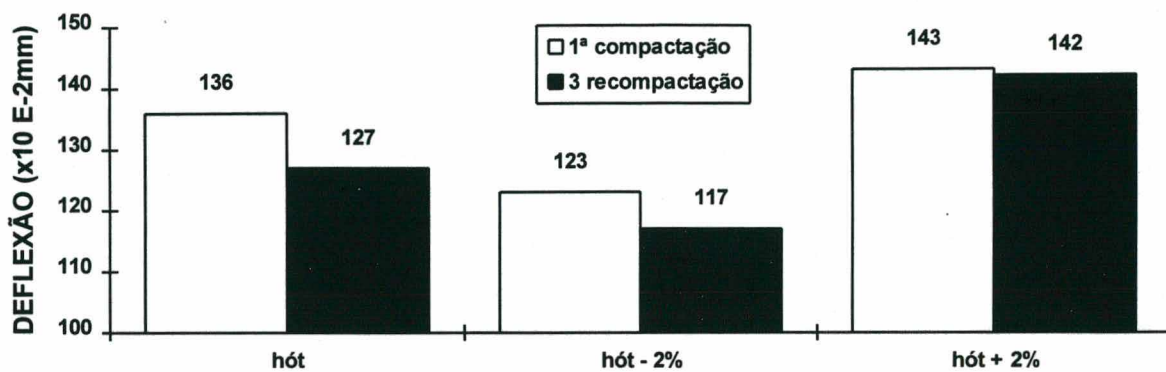


Figura 7.20.a - Trecho: POMERODE
INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA DEFLEXÃO DO PAVIMENTO

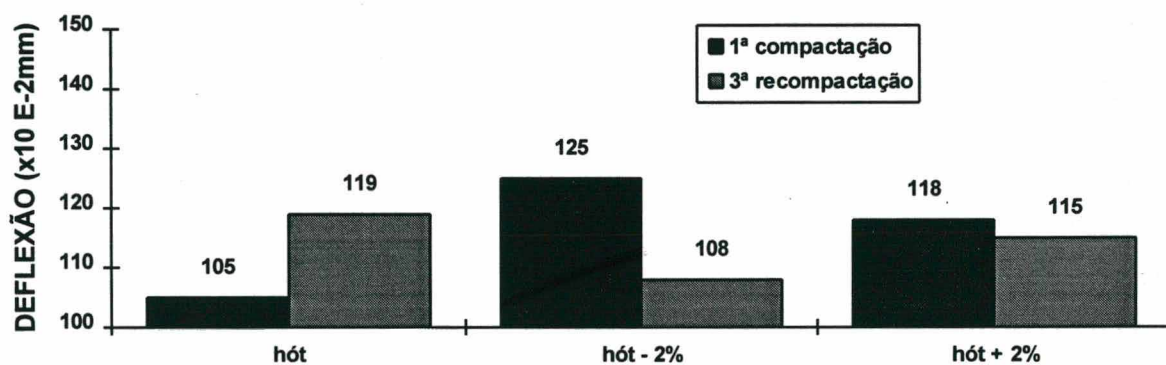


Figura 7.20.b - Trecho: BRUSQUE
INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA DEFLEXÃO DO PAVIMENTO

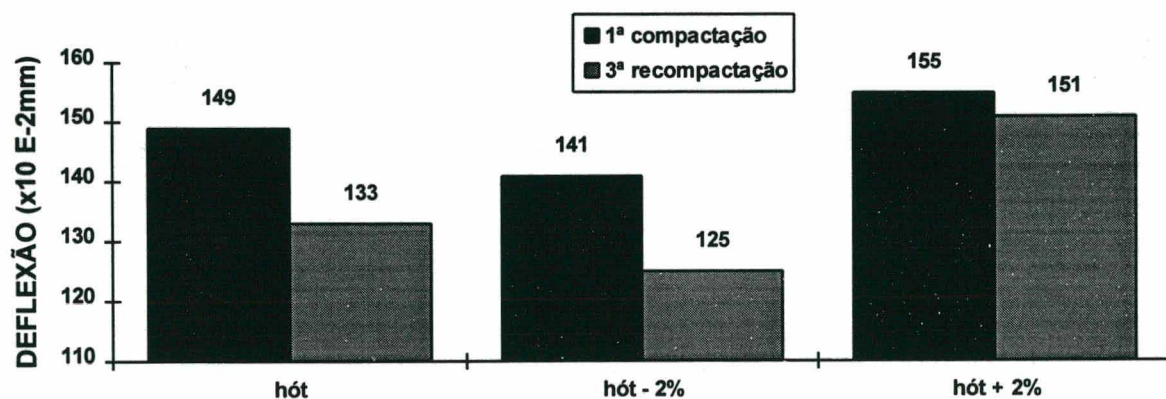
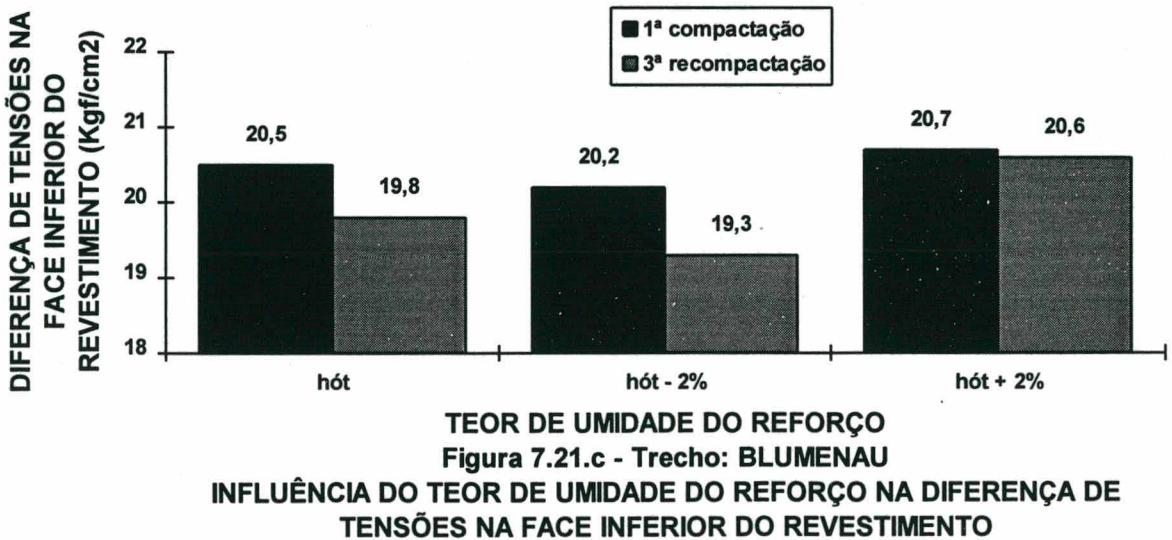
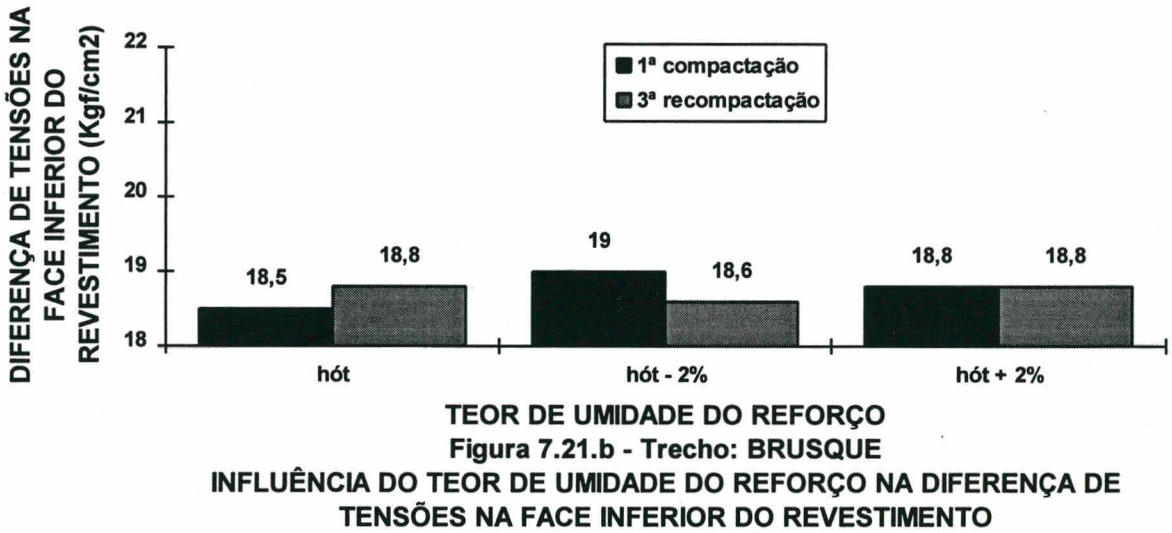
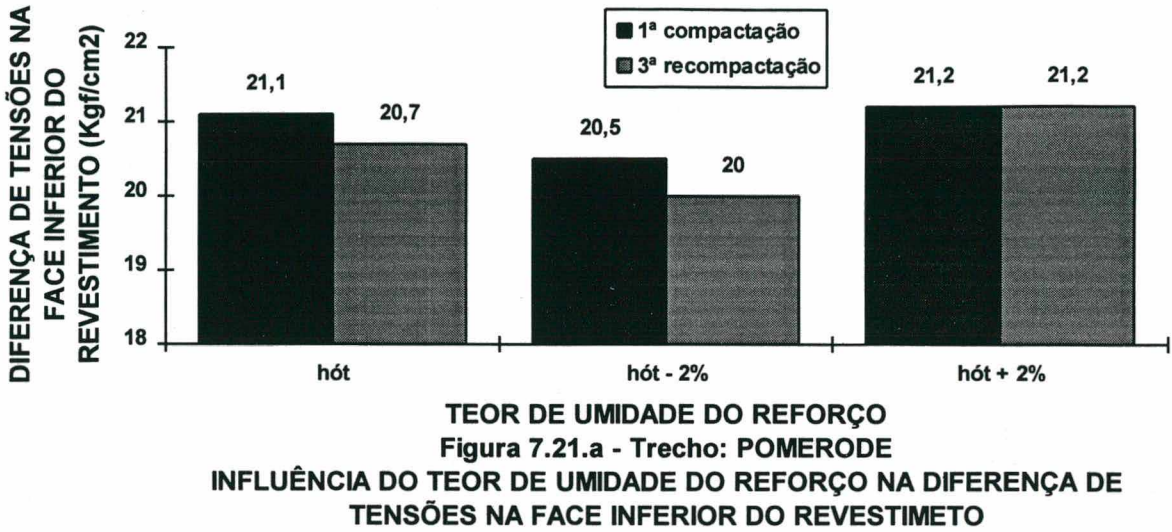
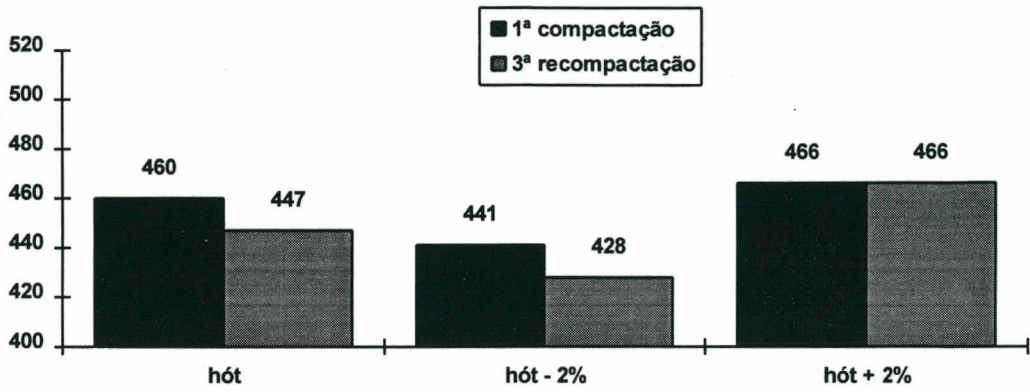


Figura 7.20.c - Trecho: BLUMENAU
INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA DEFLEXÃO DO PAVIMENTO



DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE
TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO
REVESTIMENTO
(x10 E-6cm/cm)

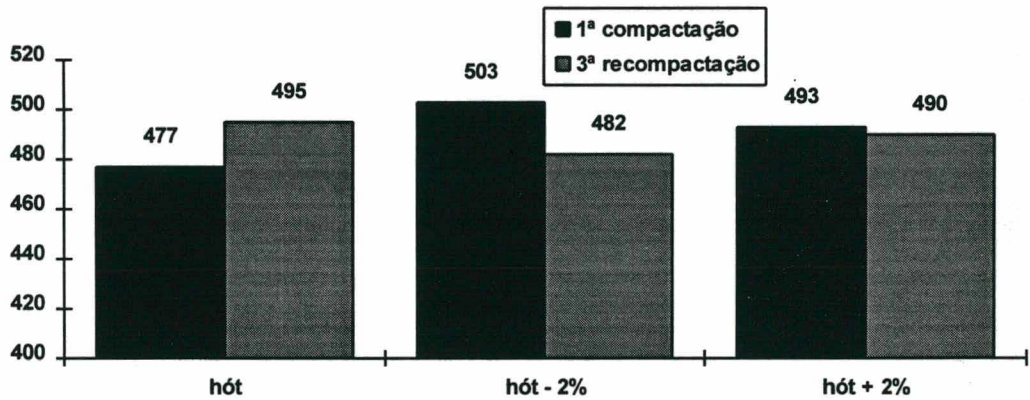


TEOR DE UMIDADE DO REFORÇO

Figura 7.22.a - Trecho: POMERODE

INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE DO REFORÇO NA DEFORMAÇÃO
ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE
TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO
REVESTIMENTO
(x10 E-6cm/cm)

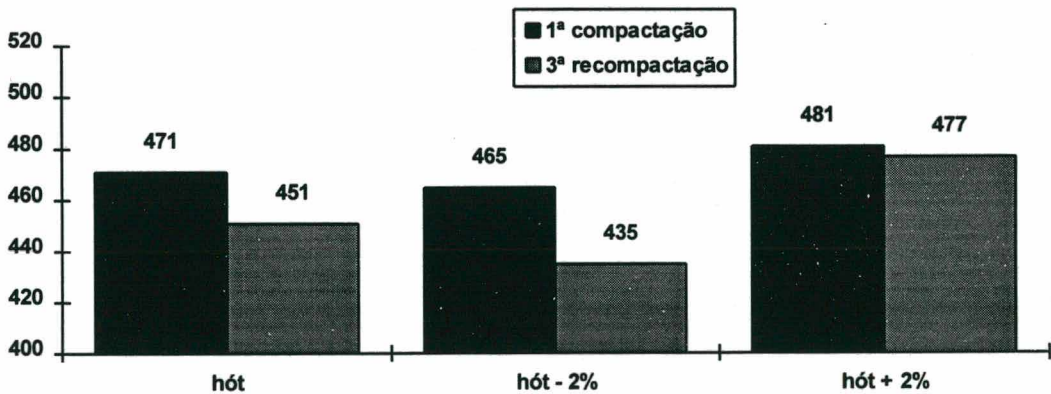


TEOR DE UMIDADE DO REFORÇO

Figura 7.22.b - Trecho: BRUSQUE

INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE DO REFORÇO NA DEFORMAÇÃO
ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE
TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO
REVESTIMENTO (x10 E-6cm/cm)



TEOR DE UMIDADE DO REFORÇO

Figura 7.22.c - Trecho: BLUMENAU

INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE DO REFORÇO NA DEFORMAÇÃO
ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DO REVESTIMENTO

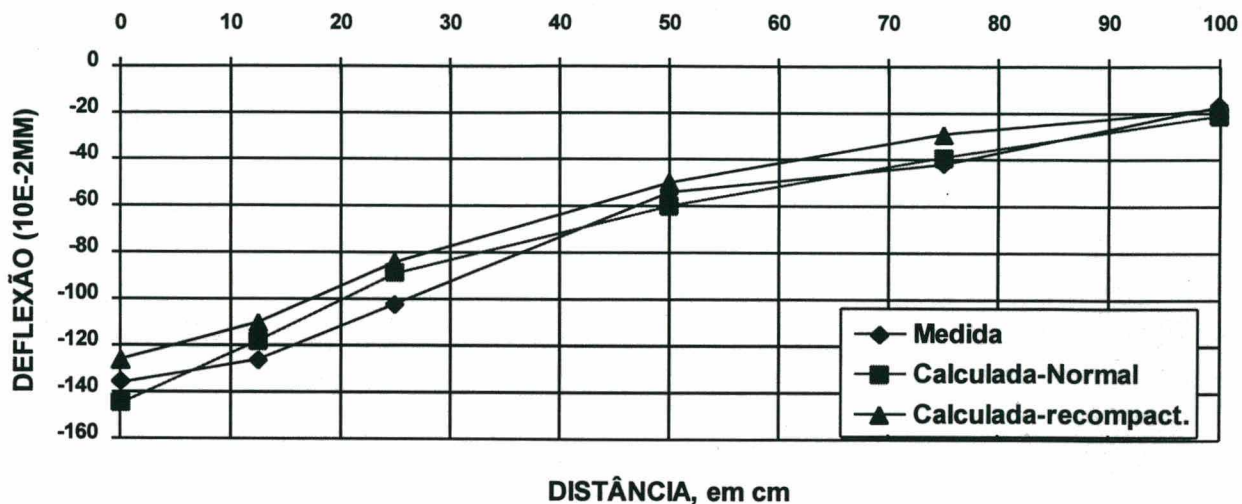


Figura 7.23 - Trecho: POMERODE
COMPARAÇÃO ENTRE A BACIA DE DEFORMAÇÃO MEDIDA E A CALCULADA

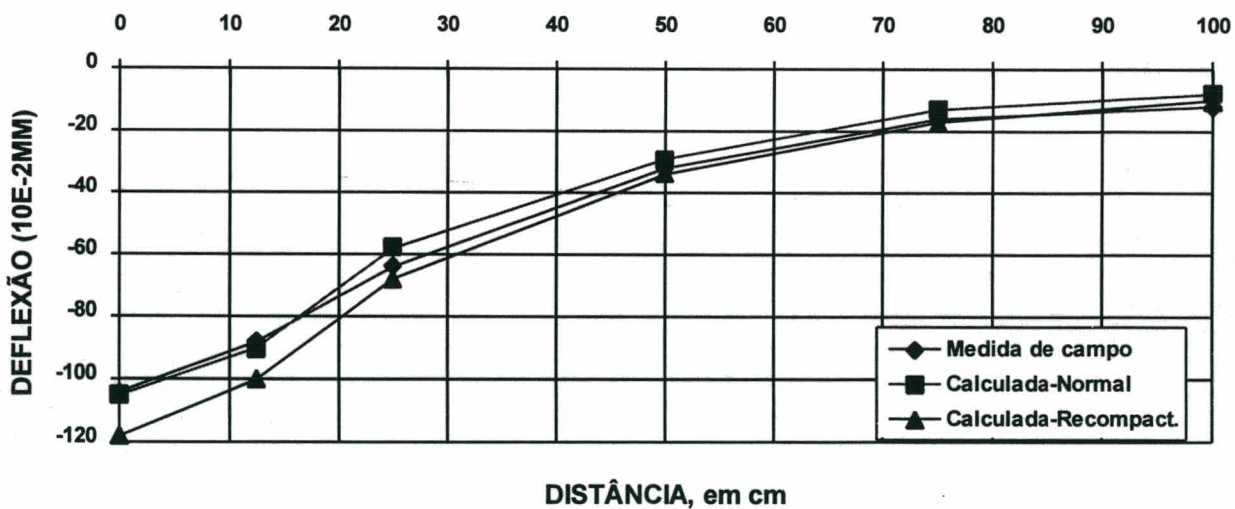


Figura 7.24 - Trecho: BRUSQUE
COMPARAÇÃO ENTRE A BACIA DE DEFORMAÇÃO MEDIDA E A CALCULADA

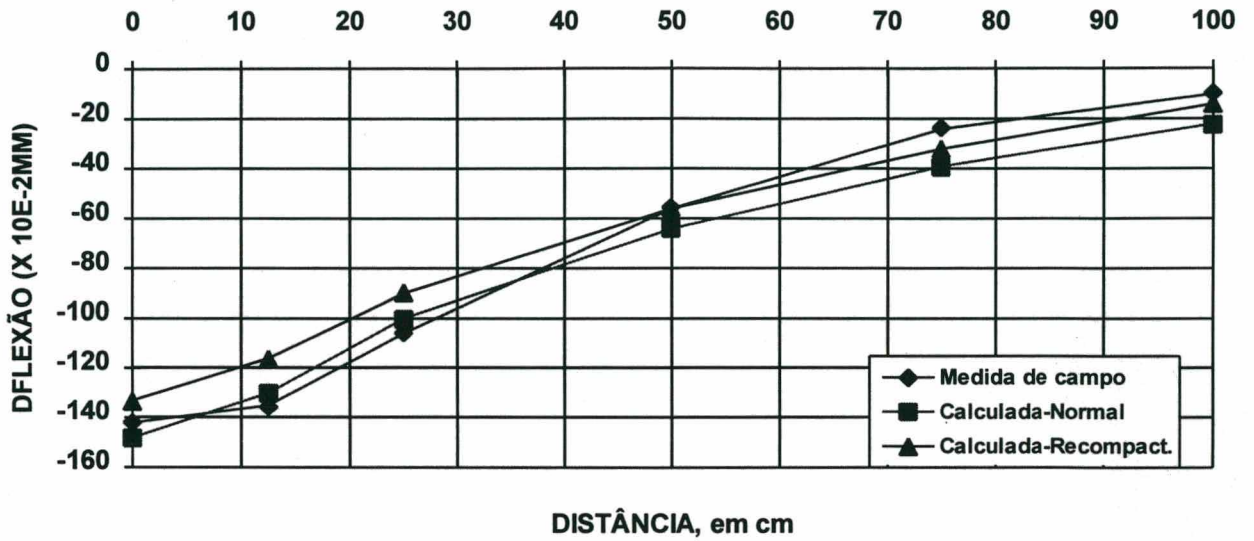


Figura 7.25 - Trecho: BLUMENAU
COMPARAÇÃO ENTRE A BACIA DE DEFORMAÇÃO MEDIDA E A CALCULADA

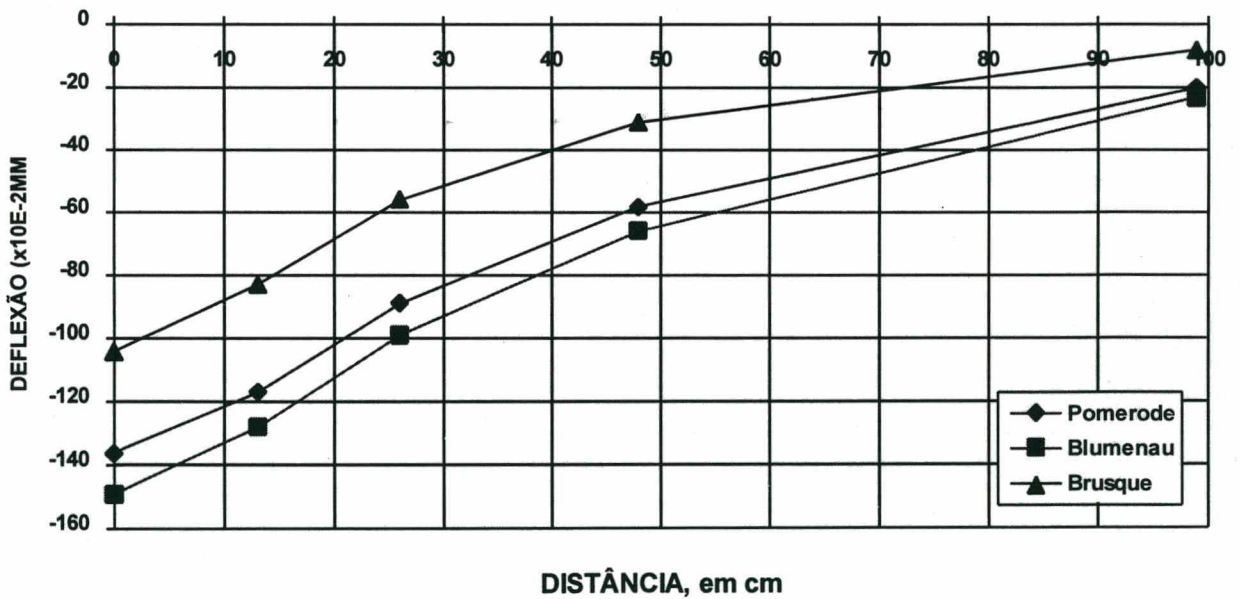


Figura 7.26
BACIAS DE DEFORMAÇÃO COMPARATIVA

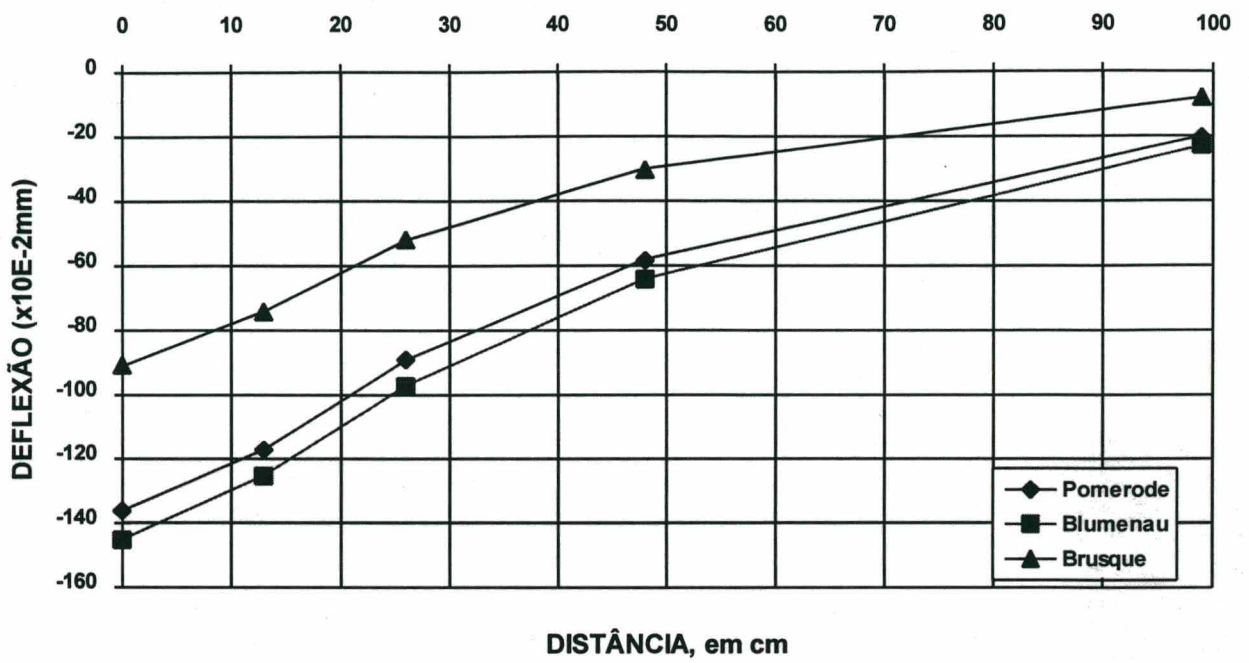


Figura 7.27
BACIAS DE DEFORMAÇÃO PARA ESTRUTURAS IGUAIS

8. ALTERNATIVAS PARA A UTILIZAÇÃO DO MATERIAL NA PAVIMENTAÇÃO

8.1 INTRODUÇÃO

Como foi visto no capítulo 7, as estruturas executadas não atingiram a Vida de Projeto de 10 anos, determinadas pelo Número "N".

Nas estruturas, o revestimento entra em fadiga prematuramente em função da incompatibilidade da estrutura do pavimento, pois todos os materiais utilizados nas camadas de base e reforço são do tipo granular, inclusive o subleito, favorecendo o desenvolvimento de elevadas deflexões, tensões e deformações específicas de tração na face inferior do revestimento, muito superiores às admissíveis.

Precisa-se, pois, buscar alternativas de solução para estruturas de pavimentos em locais onde os materiais disponíveis são de origem saprolítica, tipo granito e gnaiss, inclusive o subleito, o que ocorre em grande parte do litoral Catarinense.

Normalmente nas regiões de solos saprolíticos, semelhantes aos materiais aqui estudados, não se dispõe de solos argilosos para a execução do subleito. Portanto, a hipótese da utilização deste tipo de solo no subleito é praticamente inviável.

Assim, para reduzir a alta deformabilidade das estruturas a serem construídas nestas regiões, pode-se admitir pelo menos 4 alternativas:

- a) Aumento da espessura do revestimento em CAUQ;
- b) Estabilização química do solo residual saprolítico;
- c) Utilização de asfaltos polimerizados e;
- d) Utilização de revestimento do tipo tratamento superficial.

Serão analisadas, no presente trabalho as alternativas a) e b), pois, no Brasil, a utilização de asfaltos polimerizados é ainda incipiente e, os tratamentos superficiais mereceriam outras análises que não são objeto do presente trabalho.

Para a análise da influência da espessura do revestimento na distribuição de tensões no pavimento, foram analisadas as mesmas estruturas dos pavimentos executados, apenas aumentando-se a espessura do revestimento em CAUQ (de 5,0 a 20,0 cm), pois como os trechos já foram executados, não será possível alterar as espessuras da base e do reforço.

Para utilização da alternativa de camada de solo cimento como base, definiu-se o revestimento com 5,0 cm de espessura e, variou-se a espessura da base de 15,0 a 40,0 cm. Foi também, analisada a alternativa com pavimento invertido.

Para os trechos Pomerode e Blumenau os valores das tensões, deformações e deflexões foram muito semelhantes, conforme simulações realizadas e mostradas no capítulo 7. Desta forma, será apresentado o resultado da análise somente para o trecho Pomerode pois os resultados obtidos podem ser estendidos para o trecho Blumenau.

8.2 AUMENTO DA ESPESSURA DO REVESTIMENTO DE CAUQ

8.2.1 Análise para o trecho: Pomerode

Através do FEPAVE 2 foram simuladas 9 estruturas contemplando as seguintes condições da camada de reforço:

- a) Espessura do reforço de 18 cm - amostra, 1ª compactação - umidade ótima;
- b) Espessura do reforço de 18 cm - amostra, 3ª recompactação - umidade ótima; e,
- c) Espessura do reforço de 38 cm - amostra, 1ª compactação - umidade ótima.

Na presente análise, variou-se a espessura do revestimento de 10 a 20 cm, além da espessura do projeto. As estruturas simuladas são apresentados no Quadro 8.1.

Com os dados obtidos, calculou-se para os 4 modelos (7.1, 7.2, 7.3 e 7.4) vistos no capítulo 7 os números de solicitações para a ruptura por fadiga. Os dados encontram-se no quadro 8.2. Para facilitar a análise, listaremos os modelos apresentados no capítulo 7, quais sejam:

$N = 5,63 \times 10^5 (1/\Delta\sigma)^{2,61}$	[Modelo (7.1)]
$\log D = 3,148 - 0,188 \log N_f$	[Modelo (7.2)]
$\log D = 3,01 - 0,176 \log N$	[Modelo (7.3)]
$N = 2,04 \times 10^{-8} (1/\epsilon_i)^{2,61}$	[Modelo (7.4)]

QUADRO 8.1 - Análise Estrutural Variando-se a Espessura do Revestimento
TRECHO: POMERODE

SIMULAÇÕES	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Espessuras									
. C.A.U.Q.	10,0	15,0	20,0	10,0	15,0	20,0	10,0	15,0	20,0
. Brita Graduada	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0
. Reforço	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	38,0	38,0	38,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	30,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência									
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
2) Brita Graduada									
- K1	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572
- K2	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
3) Reforço									
- K1	1.743	1.743	1.743	2.473	2.473	2.473	1.743	1.743	1.743
- K2	0,58	0,58	0,58	0,51	0,51	0,51	0,58	0,58	0,58
Condição	1 ^a	1 ^a	1 ^a	3 ^a	3 ^a	3 ^a	1 ^a	1 ^a	1 ^a
Umidade	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima
4) Subleito									
- K1	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3
- K2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Coefficientes de Poisson									
. C.A.U.Q.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Reforço	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
. Subleito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
DADOS OBTIDOS									
Deflexão à superfície	84	57	40	79	53	39	87	58	42
Diferença de Tensões face inferior do revestim.	17,5	10,3	6,9	17,2	10,3	6,8	17,9	10,4	7,0
Deformação específica-idem	265	160	107	256	156	106	268	161	108
Tensão vertical de compressão - topo do subleito	0,15	0,10	0,07	0,15	0,10	0,07	0,10	0,07	0,05
Deformação específica vertical - topo do subleito	268	169	116	292	186	129	168	108	80

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm²;
- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., em Kgf/cm²;
- Os modelos de resiliência do Reforço do subleito foram obtidos para a 1^a compactação (1^a) e 3^a recompactação (3^a), para o teor ótimo de umidade;
- As espessuras estão expressas em cm;
- A deflexão à superfície é expressa em 10⁻² mm;
- Tensões, em Kgf/cm²; e
- Deformação específica, (x 10⁻⁶ cm/cm).

QUADRO 8.2 - Valores de "N" calculados de acordo com os 4 modelos

Número "N"	Estruturas Simuladas								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Modelo (7.1) ($\times 10^6$)	3,2	12,8	36,4	3,4	12,7	38,1	3,0	12,6	35,6
Modelo (7.2) ($\times 10^6$)	3,3	27	170	4,6	37	190	2,7	23	124
Modelo (7.3) ($\times 10^6$)	1,5	14	100	1,1	20	120	1,2	12	73
Modelo (7.4) ($\times 10^6$)	4,4	16,5	47,1	4,8	17,6	48,3	4,3	16,2	46,0

A figura 8.1 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.1 e 7.4, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 1ª compactação, com espessura do reforço do subleito com 18,0 cm.

A figura 8.2 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.2 e 7.3, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 1ª compactação, com espessura do reforço do subleito com 18,0 cm.

As espessuras necessárias para atender a vida de projeto ($N = 3,79 \times 10^6$), são os constantes do quadro 8.3. Elas foram obtidas por interpolação a partir das figuras 8.1 e 8.2.

A figura 8.3 mostra o comportamento da deformação específica de tração na face inferior do revestimento com o aumento da espessura do revestimento. Com aumento da espessura há redução de forma não linear da deformação específica de tração.

Conforme YODER & WITCZAK (1975), segundo MONISMITH, a deformação específica de tração admissível será de 150×10^{-6} cm/cm, para que não ocorra fadiga do revestimento para um número de repetições do eixo padrão superior a 10^6 . Para se atender este critério seriam necessários 16,0 cm de CAUQ para o pavimento atingir a vida útil de projeto.

QUADRO 8.3 - Espessuras de revestimento necessárias para atender a vida de projeto
1ª compactação - umidade ótima - espessura do reforço = 18 cm

Modelo	Espessura	Figura
Modelo (7.1)	11,0 cm	8.1
Modelo (7.4)	10,0 cm	8.1
Modelo (7.3)	12,5 cm	8.2
Modelo (7.2)	10,5 cm	8.2

A figura 8.4 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.1 e 7.4, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 3ª recompactação, com espessura do reforço do subleito com 18,0 cm.

A figura 8.5 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.2 e 7.3, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 3ª recompactação, com espessura do reforço do subleito com 18,0 cm.

As espessuras necessárias para atender a vida de projeto ($N = 3,79 \times 10^6$), são os constantes do quadro 8.4. Elas foram obtidas por interpolação a partir das figuras 8.4 e 8.5.

QUADRO 8.4 - Espessuras de revestimento necessárias para atender a vida de projeto
3ª recompactação - umidade ótima - espessura do reforço = 18 cm

Modelo	Espessura	Figura
Modelo (7.1)	10,5 cm	8.4
Modelo (7.4)	9,5 cm	8.4
Modelo (7.3)	11,5 cm	8.5
Modelo (7.2)	10,0 cm	8.5

A figura 8.6 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.1 e 7.4, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 1ª compactação, com espessura do reforço do subleito com 38,0 cm.

A figura 8.7 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.2 e 7.3, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 1ª compactação, com espessura do reforço do subleito com 38,0 cm.

As espessuras necessárias para atender a vida de projeto ($N = 3,79 \times 10^6$), são os constantes do quadro 8.5. Elas foram obtidas por interpolação a partir das figuras 8.6 e 8.7.

QUADRO 8.5 - Espessuras de revestimento necessárias para atender a vida de projeto
1ª compactação - umidade ótima - espessura do reforço = 38 cm

Modelo	Espessura	Figura
Modelo (7.1)	11,0 cm	8.6
Modelo (7.4)	10,0 cm	8.6
Modelo (7.3)	12,5 cm	8.7
Modelo (7.2)	10,5 cm	8.7

Como pode ser observado para qualquer uma das metodologias a espessura do revestimento em CAUQ necessária para atender os 10 anos de projeto, é de pelo menos 10 cm, ou seja, o dobro dos 5,0 cm executados.

Verifica-se, pelos resultados dos quadros 8.3 e 8.5, que as espessuras de reforço do subleito de 18,0 cm e 38,0 cm requerem a mesma espessura de revestimento para atender a vida de fadiga. Portanto o aumento de 20,0 cm de reforço do subleito não aumenta a vida de fadiga do pavimento.

Como já foi dito os problemas no revestimento asfáltico, deste trecho, surgiram já na fase de execução. Em vista disso, foram elaborados estudos e adotou-se como solução, a execução de mais uma camada de CAUQ em espessuras variáveis de 4,0 a 11,0 cm, obtidas de acordo com DYNATEST (1991), conforme quadro 8.6. O quadro mostra estas espessuras para cada segmento homogêneo quanto às deflexões.

QUADRO 8.6 Dimensionamento do reforço do pavimento, de acordo com DYNATEST (1991)

Subtrecho	Estaca	Dcaract.* (mm x 10 ⁻²)	Espessura do CAUQ (cm)
A	470 - 520	43	-
B1	520 - 560	117	4,0
B2	560 - 597	133	5,5
B3	597 - 723	137	5,0
B4	750 - 809	149	5,5
B5	809 - 863	145	6,0
B6	863 - 898	213	11,0
B7	898 - 925	169	9,0
B8	925 - 966	175	10,0
C	966 - 980	196	10,0

* Dcaract. = Deflexão característica (Dm + Sd)

Verificou-se no campo, que nos locais onde foram executadas espessuras de reforço do pavimento da ordem de 5,0 cm (estacas 520 a 863), após 3 anos de vida, as trincas já passaram a se manifestar no trecho reforçado. Observa-se que neste segmento as deflexões determinadas no campo coincidem com as obtidas pelo FEPAVE 2, conforme visto nas figuras 7.22 e 7.23.

Então, para uma espessura total de CAUQ de 10,0 cm (5,0 cm da execução + 5,0 cm do reforço), o pavimento apresentou o início de trincamento em 3 anos, com deflexões na ordem de 140×10^{-2} mm. Esta espessura mostra ser insuficiente para a vida de projeto, o que foi plenamente comprovado pelos resultados obtidos com o programa FEPAVE 2, onde a espessura necessária para atender o "N", de acordo com o Modelo 7.3, é de aproximadamente 12,0 cm, e de 16,0 cm, segundo MONISMITH.

8.2.2 Análise para o trecho: Brusque

Apesar do trecho não apresentar nenhum problema de trincamento no revestimento, após 5 anos da sua execução, efetuou-se a análise pelo FEPAVE 2, onde constata-se a insuficiência da espessura do revestimento executado. O Quadro 8.7 apresenta as estruturas simuladas.

QUADRO 8.7 - Análise Estrutural Variando-se a Espessura do Revestimento
TRECHO: BRUSQUE

SIMULAÇÕES	1	2	3	4	5	6
Espessuras						
. C.A.U.Q.	10,0	15,0	20,0	10,0	15,0	20,0
. Brita Graduada	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
. Reforço	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	30,0
Parâmetros de Resiliência						
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
2) Brita Graduada						
- K1	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572	4.572
- K2	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
3) Reforço						
- K1	2.950	2.950	2.950	2.695	2.695	2.695
- K2	0,52	0,52	0,52	0,66	0,66	0,66
Condição	1 ^a	1 ^a	1 ^a	3 ^a	3 ^a	3 ^a
Umidade	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima	ótima
4) Subleito						
- K1	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530	4.530
- K2	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
Coefficientes de Poisson						
. C.A.U.Q.	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Reforço	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
. Subleito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
DADOS OBTIDOS						
Deflexão à superfície	61	42	31	68	47	34
Diferença de Tensões face inferior do revestimento	15,6	9,5	6,4	16,0	9,8	6,6
Deformação específica-idem	250	149	101	259	154	105
Tensão vertical de compressão - topo do subleito	0,22	0,15	0,11	0,21	0,14	0,10
Deformação específica vertical - topo do subleito.	164	110	77	142	93	64

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm².
- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., tem as unidades em Kgf/cm².
- Os valores do módulo de resiliência do Reforço do subleito foram realizados para a 1^a compactação (1^a) e 3^a recompactação (3^a), para o teor ótimo de umidade.
- As espessuras estão expressas em cm.
- A deflexão à superfície é expressa em 10⁻² mm.
- Tensões, em Kgf/cm².
- Deformação específica, (x10⁻⁶ cm/cm).

As figuras de 8.8 a 8.12 mostram os resultados desta análise, e, os dados encontram-se no quadro 8.8. As espessuras necessárias para atender a vida de projeto ($N = 2,68 \times 10^6$) são as constantes dos quadros 8.9 e 8.10. Elas foram obtidas por interpolação a partir das figuras 8.8 a 8.12.

QUADRO 8.8 - Valores de "N" calculados de acordo com os 4 modelos

Número "N"	Estruturas Simuladas					
	1	2	3	4	5	6
Modelo (7.1) ($\times 10^6$)	4,3	15,8	44,3	4,1	14,5	40,8
Modelo (7.2) ($\times 10^6$)	18	120	620	10	73	380
Modelo (7.3) ($\times 10^6$)	9,3	73	400	5,0	41	240
Modelo (7.4) ($\times 10^6$)	5,1	19,7	54,6	4,7	18,1	49,2

A figura 8.8 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.1 e 7.4, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 1ª compactação.

A figura 8.9 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento, de acordo com os modelos 7.2 e 7.3, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 1ª compactação.

As espessuras necessárias para atender a vida de projeto ($N = 2,68 \times 10^6$), são os constantes do quadro 8.9. Elas foram obtidas por interpolação a partir das figuras 8.8 e 8.9.

A figura 8.10 mostra o comportamento da deformação específica de tração na face inferior do revestimento com o aumento da espessura do revestimento. Com aumento da espessura há redução de forma não linear da deformação específica de tração.

Conforme YODER & WITCZAK (1975), segundo MONISMITH, a deformação específica de tração admissível será de 150×10^{-6} cm/cm, para que não ocorra fadiga do revestimento para um número de repetições do eixo padrão superior a 10^6 . Para se atender este critério seriam necessários 15,0 cm de CAUQ para o pavimento atingir a vida útil de projeto.

QUADRO 8.9 - Espessuras de revestimento necessárias para atender a vida de projeto 1ª compactação - umidade ótima

Modelo	Espessura	Figura
Modelo (7.1)	4,0 cm	8.8
Modelo (7.4)	8,0 cm	8.8
Modelo (7.3)	8,0 cm	8.9
Modelo (7.2)	6,5 cm	8.9

A figura 8.11 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento de acordo com os modelos 7.1 e 7.4, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 3ª recompactação.

A figura 8.12 mostra o comportamento da vida de fadiga do pavimento de acordo com os modelos 7.2 e 7.3, com o aumento da espessura do revestimento, para a amostra após a 3ª recompactação.

As espessuras necessárias para atender a vida de projeto ($N = 2,68 \times 10^6$), são os constantes do quadro 8.10. Elas foram obtidas por interpolação a partir das figuras 8.11 e 8.12.

QUADRO 8.10 - Espessuras de revestimento necessárias para atender a vida de projeto
3ª recompactação - umidade ótima

Metodologia	Espessura	Figura
Modelo (7.1)	6,0 cm	8.11
Modelo (7.4)	8,5 cm	8.11
Modelo (7.3)	9,0 cm	8.12
Modelo (7.2)	7,5 cm	8.12

Como nesse trecho o revestimento executado foi de 4,0 cm de espessura, será necessário, para atender a vida de projeto, uma espessura maior do que a executada, chegando a 9,0 cm, conforme os modelos considerados.

Para deflexão da ordem de 100×10^{-2} mm, verifica-se que os 4,0 cm de revestimento são insuficientes para atender a vida de projeto, o que foi comprovado pelos resultados do FEPAVE2, onde a espessura necessária para atender o "N" de acordo com Modelo 7.3 é de aproximadamente 8,0 a 9,0 cm e, de acordo com MONISMITH de 15,0 cm.

Assim, após a análise mecanística realizada nos dois trechos, é possível chegar-se às seguintes conclusões:

- Observa-se que o pavimento executado é incompatível com o grau de tensões, deformações e deslocamentos a que está submetido; e,
- Para atender essa condição, são necessárias espessuras de revestimento elevadas, se compararmos com as tradicionalmente utilizadas.

8.3 UTILIZAÇÃO DE CAMADA DE SOLO ESTABILIZADO COM CIMENTO

8.3.1 Considerações iniciais

Para a utilização do solo saprolítico estabilizado com cimento existem pelo menos 2 alternativas de aplicação, quais sejam:

- 1) Como base do pavimento;
- 2) Como sub-base, com utilização de base de Brita Graduada formando o pavimento invertido.

A título de experiência o DER/SC construiu um trecho, de 500m de comprimento, na qual o material da jazida de Pomerode, foi estabilizado com cimento e empregado como camada de base. Após 4 anos sob ação do tráfego se encontra em perfeitas condições superficiais.

Para efeito de análise da utilização do solo, como camada estabilizada com cimento, foram utilizados dados já existentes, pois não foram realizados ensaios do material estabilizado com cimento.

Segundo YODER & WITCZAK (1975), os valores de MR para areia com 7% de cimento variam de 105.000 a 189.000 Kgf/cm² e para cascalho bem graduado (dm_{máx.} = 3/4) com 5,5% de cimento variam de 70.000 a 210.000 Kgf/cm².

CERATTI (1991) obteve o módulo resiliente à compressão diametral de material saprolítico de granito igual a 102.600 Kgf/cm², para um teor de 6,0% de cimento. Um dos solos estudados por CERATTI, tem características físicas muito semelhantes aos da jazidas estudadas. Estas características são as seguintes: O solo apresenta-se bem graduado, com predominância de areia média, LL e LP não encontrado e Índice de Plasticidade - não plástico; com densidade específica dos grãos de 2,64; e classificação H.R.B. como sendo A1-b

Assim, os valores para MR adotados para a camada de solo cimento foram de 60.000 e 100.000 Kgf/cm².

8.3.2 Utilizando Solo Cimento Como Base

8.3.2.1 Análise para o trecho: Pomerode

Para utilização da alternativa de camada de solo cimento como base, definiu-se o revestimento com 5,0 cm de espessura e, variou-se a espessura da base de 15,0 a 40,0 cm.

O Quadro 8.11 mostra os resultados da análise efetuada com o programa computacional FEPAVE2.

QUADRO 8.11 - Análise Estrutural Utilizando-se Base de Solo-cimento
TRECHO: POMERODE

SIMULAÇÕES	1	2	3	4	5	6
Espessuras						
. C.A.U.Q.	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
. Base de Solo Cimento	15,0	15,0	20,0	20,0	25,0	25,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência						
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
3) Base de Solo Cimento	60.000	100.000	60.000	100.000	60.000	100.000
4) Subleito						
- K1	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3
- K2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Coefficientes de Poisson						
. C.A.U.Q.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Solo cimento	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
. Subleito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
DADOS OBTIDOS						
Módulo Resiliente - Subleito	293	286	281	279	279	279
Deflexão à superfície	30	23	23	18	19	16
Diferença de Tensões face inferior do revestimento	2,4	2,5	2,6	2,7	2,9	2,9
Tensão de tração-idem *	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão
Deformação específica-idem *	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão
Tensão de tração - face inferior da Base de solo-cimento	7,30	8,01	5,49	5,95	3,78	4,04
Deformação específica - idem	80	54	53	35	37	24
Tensão vertical de compressão - topo do subleito	0,10	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05
Deformação específica vertical - topo do subleito	194	137	126	88	94	66

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm²;
- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., tem as unidades em Kgf/cm²;
- As espessuras estão expressas em cm;
- A deflexão à superfície é expressa em 10⁻² mm;
- Deformação específica - (x 10⁻⁶ cm/cm); e
- Tensões, em Kgf/cm²;
- * Trabalhando em compressão.

QUADRO 8.11 - Continuação

SIMULAÇÕES	7	8	9	10	11	12
Espessuras						
. C.A.U.Q.	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
. Base de Solo Cimento	30,0	30,0	35,0	35,0	40,0	40,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência						
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
3) Base de Solo Cimento	60.000	100.000	60.000	100.000	60.000	100.000
4) Subleito						
- K1	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3
- K2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Coefficientes de Poisson						
. C.A.U.Q.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Solo-cimento	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
. Subleito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
DADOS OBTIDOS						
Módulo Resiliente - Subleito	279	279	279	279	279	279
Deflexão à superfície	17	14	15	13	14	12
Diferença de Tensões face inferior do revestimento	3,1	3,1	3,2	3,0	3,0	3,1
Tensão de tração-idem *	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão
Deformação específica-idem *	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão
Tensão de tração - face inferior da Base de solo-cimento	3,17	3,37	2,40	2,56	1,84	1,94
Deformação específica - idem	28	17	21	13	16	10
Tensão vertical de compressão - topo do subleito	0,05	0,04	0,04	0,03	0,04	0,03
Deformação específica vertical - topo do subleito	69	49	55	40	47	34

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm²;
 - O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., em Kgf/cm²;
 - As espessuras estão expressas em cm;
 - A deflexão à superfície é expressa em 10⁻² mm;
 - Deformação específica - ($\times 10^{-6}$ cm/cm); e
 - Tensões, em Kgf/cm².
- * Trabalhando em compressão

Em PREUSSLER e MEDINA (1981) "Devido aos elevados valores de módulos resilientes das camadas de base e sub-base, se comparados ao módulo de revestimento de concreto asfáltico, a linha neutra situa-se abaixo do revestimento. Essa situação garante que não ocorram defeitos provenientes do fenômeno de fadiga, por tração, tais como fissuras e trincas provocadas por tensões e deformações de tração no revestimento. Entretanto, tensões de compressão elevadas podem resultar em afundamentos em trilhas de rodas (deformações permanentes) excessivas nesta camada, quando a temperaturas muito elevadas".

Nas estruturas simuladas, na face inferior do revestimento, observa-se somente tensão de compressão.

A figura 8.13 mostra o comportamento da deflexão com o aumento da base de solo cimento.

As deflexões que ocorrem à superfície do revestimento são todas menores do que a admissível, chegando no máximo a 46×10^{-2} mm para base de 15,0 cm com $MR = 60.000 \text{ Kgf/cm}^2$.

Em CERATTI (1991), para solo saprolítico de granito o valor da resistência à tração na flexão, média, após 90 dias de cura, é de $22,7 \text{ Kgf/cm}^2$. Para os valores médios da resistência à tração por compressão diametral após 90 dias de cura é de $10,7 \text{ Kgf/cm}^2$.

Com base nos estudos de fadiga de CERATTI (1991), considerando-se uma vida de fadiga de 3.000.000 de aplicações da carga, a tensão de tração na flexão atuante deve corresponder, aproximadamente, a 35% da resistência à tração por flexão. Para que a fadiga sob compressão diametral, para 3.000.000 de aplicações da carga não ocorra, a tensão de tração na compressão diametral deve corresponder, aproximadamente, a 70% da resistência por compressão diametral.

Com isso a tensão máxima de tração admissível na face inferior do solo-cimento será de: $8,0 \text{ Kgf/cm}^2$ (tração na flexão) ou de $7,5 \text{ Kgf/cm}^2$ (compressão diametral).

A figura 8.14 mostra a variação da tensão de tração na face inferior da base de solo cimento com o aumento de sua espessura. Para atender o que obteve CERATTI (1991), cuja tensão máxima admissível para o solo-cimento estudado foi de $7,5 \text{ Kgf/cm}^2$, necessita-se, segundo a figura 8.14, cerca de 17,0 cm de base com $MR = 100.000 \text{ Kgf/cm}^2$.

A figura 8.15 mostra a variação da deformação específica de tração na face inferior da base de solo cimento com aumento da espessura da mesma. Para atender o que consta em CERATTI (1991), cuja deformação específica de extensão, correspondente a 3.000.000 de repetições, foi de $46 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}$, seriam necessários cerca de 18,0 cm de base caso o MR fosse = 100.000 Kgf/cm^2 , e 23,0 cm, caso o MR fosse = 60.000 Kgf/cm^2 .

Com base nestes critérios, a provável constituição do pavimento será a seguinte:

C.A.U.Q.	=	5,0 cm
Base de Solo-cimento	=	23,0 cm

Conforme consta no quadro 8.12, o número "N" obtido pelos modelos já apresentados, são superiores aos de projeto. Portanto, a espessura de 5,0 cm de revestimento é suficiente para atender aos esforços aplicados ao pavimento, medidos pela deflexão na superfície, diferença de tensões e deformação específica de tração na face inferior do revestimento.

QUADRO 8.12 - Valores de "N" Calculados de Acordo Com os 3 Modelos ($\times 10^8$)

Número "N"	Estruturas Simuladas					
	1	2	3	4	5	6
Modelo (7.1)	5,9	4,9	4,5	4,1	3,5	3,4
Modelo (7.2)	8,3	30	32	110	85	260
Modelo (7.3)	5,5	22	23	85	67	220

QUADRO 8.12 - continuação ($\times 10^8$)

Número "N"	Estruturas Simuladas					
	7	8	9	10	11	12
Modelo (7.1)	2,9	2,9	2,6	3,1	3,2	3,1
Modelo (7.2)	180	480	330	720	480	1000
Modelo (7.3)	150	420	280	650	420	930

8.3.2.2 Análise para o trecho: Brusque

Para utilização da alternativa de camada de solo cimento definiu-se o revestimento com 5,0 cm de espessura e variou-se a espessura da base de solo cimento de 15,0 a 30,0 cm.

O Quadro 8.13 mostra o resultado da análise efetuado com o programa FEPAVE2. Na face inferior do revestimento observa-se somente tensão de compressão.

A figura 8.16 mostra o comportamento da deflexão com o aumento da base de solo cimento. As deflexões que ocorrem na superfície do revestimento são todas menores do que a admissível, chegando no máximo a 21×10^{-2} mm para base de 15,0 cm de espessura e $MR = 60.000$ Kgf/cm².

A figura 8.17 mostra a variação da tensão de tração na face inferior da base de solo cimento com o aumento de sua espessura. Para atender o que obteve CERATTI (1991), cuja tensão máxima admissível para o solo-cimento estudado era de 7,5 Kgf/cm² necessita-se, segundo a figura 8.17, cerca de 15,0 cm de base com $MR = 100.000$ Kgf/cm².

QUADRO 8.13 - Análise Estrutural Utilizando-se Base de Solo-cimento
TRECHO: BRUSQUE

SIMULAÇÕES	1	2	3	4	5	6	7	8
Espessuras								
. C.A.U.Q.	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
. Base de Solo Cimento	15,0	15,0	20,0	20,0	25,0	25,0	30,0	30,0
. Subleito	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência								
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
3) Base de Solo Cimento	60.000	100.000	60.000	100.000	60.000	100.000	60.000	100.000
4) Subleito								
- K1	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3	1.298,3
- K2	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Coefficientes de Poisson								
. C.A.U.Q.	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
. Base de Solo Cimento	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
. Subleito	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
DADOS OBTIDOS								
MR - Subleito	837	808	766	745	750	731	720	720
Deflexão à superfície	21	17	16	13	13	10	11	9
Diferença de Tensões face inferior do revestimento	2,53	2,58	2,71	2,80	2,87	2,93	3,13	3,09
Tensão de tração-idem *	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão
Deformação específica - idem *	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão	Compressão
Tensão de tração - face inferior da Base	6,43	7,31	4,98	5,56	3,48	3,82	2,97	3,23
Deformação específica - idem	73	51	50	33	35	23	26	17
Tensão vertical compressão - topo subleito	0,20	0,15	0,14	0,10	0,10	0,08	0,08	0,06
Deformação específica vertical - idem	164	117	107	75	80	55	57	40

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm²;

- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., em Kgf/cm²;

- As espessuras estão expressas em cm;

- A deflexão à superfície é expressa em 10⁻² mm;

- Deformação, x 10⁻⁶ cm/cm; e

- Tensões, em Kgf/cm².

* O revestimento trabalha em compressão.

A figura 8.18 mostra a variação da deformação específica de tração na face inferior da base de solo cimento com aumento da espessura da base. Segundo o estudo de CERATTI (1991), cuja deformação específica de tração correspondente a 3.000.000 de repetições foi de 46×10^{-6} , seriam necessários cerca de 17,0 cm de base caso o MR fosse igual a 100.000 Kgf/cm².

Caso o MR fosse igual a 60.000 Kgf/cm² a espessura necessária seria cerca de 22,0 cm. Os valores das espessuras da base de solo-cimento foram interpolados da figura 8.18.

A partir das análises efetuadas, provavelmente o pavimento teria as seguintes espessuras:

CAUQ	=	5,0 cm
Base de Solo- Cimento	=	22,0 cm

Conforme consta do quadro 8.14, o número "N" obtido pelos modelos já apresentados, em função dos parâmetros do revestimento, são superiores aos de projeto, portanto a espessura de 5,0 cm de revestimento é suficiente para atender aos esforços aplicados ao pavimento, medidos pela deflexão à superfície, diferença de tensões e deformação específica de tração na face inferior do revestimento.

QUADRO 8.14 - Valores de "N" calculados de acordo com os 3 modelos (x10⁸)

Número "N"	Estruturas Simuladas							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Modelo (7.1)	5,0	4,7	4,2	3,8	3,6	3,4	2,9	3,0
Modelo (7.2)	50	190	200	780	610	2400	1500	5600
Modelo (7.3)	34	150	160	710	540	2400	1400	5800

8.3.3 Pavimento invertido

O pavimento invertido é caracterizado por utilizar reforço de solo estabilizado com cimento, base de brita graduada e revestimento de C.A.U.Q. Tratando-se, portanto de um pavimento semi-rígido.

A utilização de uma base granular sobre uma sub-base de solo-cimento é com a finalidade de evitar a reflexão de trincas de fadiga e de retração, da camada cimentada para o revestimento.

Para esta análise, definiu-se o pavimento com as seguintes características: revestimento em C.A.U.Q. com 5,0 cm de espessura, base de brita graduada com 12,5 cm de espessura e sub-base de solo cimento com 18,0 cm de espessura.

O quadro 8.15 apresenta as estruturas simuladas bem como os parâmetros de resiliência das camadas, utilizados no programa FEPAVE 2.

QUADRO 8.15 Estruturas Simuladas e Parâmetros de Resiliência das Camadas
TRECHO: POMERODE

SIMULAÇÕES	1	2
EspeSSuras		
. C.A.U.Q.	5,0	5,0
. Brita Graduada	12,5	12,5
. Reforço	18,0	18,0
. Subleito	300,0	300,0
Parâmetros de Resiliência		
1) C.A.U.Q.	30.000	30.000
2) Brita Graduada		
- K1	4.572	4.572
- K2	0,42	0,42
3) Reforço	60.000	100.000
4) Subleito		
- K1	1.298,3	1.298,3
- K2	0,44	0,44
Coefficientes de Poisson		
. C.A.U.Q.	0,30	0,30
. Brita Graduada	0,35	0,35
. Reforço	0,17	0,17
. Subleito	0,45	0,45

- O modelo utilizado para o módulo de resiliência $MR = K1 \times (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm²;
- O valor do módulo de resiliência para o C.A.U.Q., em Kgf/cm²;
- As espessuras estão expressas em cm;

A tensão de tração na face inferior da sub-base de solo-cimento, apresentada no quadro 8.16, é menor do que a obtida por CERATTI (1991), cuja tensão máxima admissível para o solo-cimento estudado foi de 7,5 Kgf/cm². Portanto, os 18,0 cm de sub-base de solo-cimento atende esta condição.

A deformação específica de tração na face inferior da sub-base de solo-cimento, cujos valores são apresentados no quadro 8.16, são de 47×10^{-6} cm/cm, para MR igual a 60.000 e 30×10^{-6} cm/cm, para MR igual a 100.000 Kgf/cm². Os dados são compatíveis com os obtidos por CERATTI (1991), cuja deformação específica de tração, correspondente a 3.000.000 de repetições, foi de, aproximadamente, 46×10^{-6} cm/cm. Portanto, os 18,0 cm de sub-base de solo-cimento são suficientes para atender esta condição.

QUADRO 8.16 - Dados obtidos através da análise estrutural pelo FEPAVE 2

DADOS OBTIDOS	1	2
Módulo Resiliente - B.G.	4.509	4.527
Módulo Resiliente - Subleito	288	284
Deflexão à superfície	41	36
Diferença de Tensões face inferior do revestimento	13,7	13,9
Tensão de tração - idem	9,7	9,9
Deformação específica-idem	217	216
Tensão de tração - face inferior do reforço	4,85	5,25
Deformação específica - idem	47	30
Tensão vertical de compressão -topo subleito	0,08	0,06
Deformação específica vertical-idem	119	83

- O valor dos módulos de resiliência , em Kgf/cm²;
- A deflexão, (x 10⁻² mm);
- Tensões, em Kgf/cm²;
- Deformação específica, (x 10⁻⁶ cm/cm).

O quadro 8.17 apresenta o valor do Número "N" obtido de acordo com os 4 modelos de fadiga, mostrando que os valores calculados são superiores ao de projeto.

QUADRO 8.17 - Número "N" obtido através de dados gerados pelo programa FEPAVE 2

NUMERO "N"	1	2
Modelo (7.1)	6,1 x 10 ⁶	5,9 x 10 ⁶
Modelo (7.2)	1,6 x 10 ⁸	3,1 x 10 ⁸
Modelo (7.3)	9,3 x 10 ⁷	1,9 x 10 ⁸
Modelo (7.4)	7,4 x 10 ⁶	7,5 x 10 ⁶

Portanto a estrutura adotada para o pavimento atende as condições de fadiga do revestimento e as condições da tensão de tração e deformação específica de tração para a sub-base de solo-cimento.

Com base nas análises efetuadas, provavelmente as espessuras do pavimento invertido serão as seguintes:

C.A.U.Q.	= 5,0 cm
BASE DE BRITA GRADUADA (BG)	= 12,5 cm
SUB-BASE DE SOLO-CIMENTO	= 18,0 cm

8.4 VIABILIDADE ECONÔMICA

A análise econômica foi realizada para as 6 (seis) estruturas determinadas para o trecho de Pomerode, de acordo com as análises realizadas anteriormente. Para as estruturas 5 e 6 em que foi utilizado solo-cimento como camada integrante do pavimento, dois teores de cimento foram considerados nos custos: 3% de cimento, que foi o utilizado no segmento experimental do trecho Pomerode e, 6% de cimento, que foi o teor determinado por CERATTI (1991) para um solo saprolítico de granito, com características semelhantes aos solos da presente pesquisa.

As estruturas analisadas foram as seguintes:

Estrutura 1: CAUQ = 5,0 cm; Base de B G = 22,0 cm e Reforço do subleito = 18,0 cm

Estrutura 2: CAUQ = 5,0 cm; Base de B G = 22,0 cm e Reforço do subleito = 38,0 cm

Estrutura 3: CAUQ = 12,5 cm; Base de B G = 22,0 cm e Reforço do subleito = 18,0 cm

Estrutura 4: CAUQ = 12,5 cm; Base de B G = 22,0 cm e Reforço do subleito = 38,0 cm

Estrutura 5.a: CAUQ = 5,0 cm; Base de Solo-cimento (3%) = 23,0 cm

Estrutura 5.b: CAUQ = 5,0 cm; Base de Solo-cimento (6%) = 23,0 cm

Estrutura 6.a: CAUQ = 5,0 cm; Base de BG=12,5 cm e Sub-base de Solo-cimento(3%)= 18,0 cm

Estrutura 6.b: CAUQ = 5,0 cm; Base de BG=12,5 cm e Sub-base de Solo-cimento(6%)= 18,0 cm

As estruturas executadas, para o trecho: Pomerode foram a 1 e a 2.

Os quadros 8.18 a 8.25 apresentam os custos totais de cada estrutura, cujos custos unitários foram obtidos da tabela de preços do DER/SC, referente a julho/94, para 1,0 Km de Rodovia. A secção transversal foi executada com 6,6 m de pista de rolamento e acostamentos com 1,0 m. Os preços estão expressos em Reais (R\$).

QUADRO 8.18 - Custos Para a Estrutura 1

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. reforço do subleito	m ³	1.752	7,09	12.421,68	
2. Base de B.G.	m ³	2.010	22,54	45.305,40	
3. C.A.U.Q.	m ³	340	71,70	24.378,00	82.105,08

QUADRO 8.19 - Custos Para a Estrutura 2

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. reforço do subleito	m ³	3.812	7,09	27.027,08	
2. Base de B.G.	m ³	2.010	22,54	45.305,40	
3. C.A.U.Q.	m ³	340	71,70	24.378,00	96.710,48

QUADRO 8.20 - Custos Para a Estrutura 3

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. reforço do subleito	m ³	1.752	7,09	12.421,68	
2. Base de B.G.	m ³	2.010	22,54	45.305,40	
3. C.A.U.Q.	m ³	850	71,70	60.945,00	118.672,08

QUADRO 8.21 - Custos Para a Estrutura 4

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. reforço do subleito	m ³	3.812	7,09	27.027,08	
2. Base de B.G.	m ³	2.010	22,54	45.305,40	
3. C.A.U.Q.	m ³	850	71,70	60.945,00	133.277,48

QUADRO 8.22 - Custos Para a Estrutura 5.a

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. Base de Solo-cimento	m ³	2.104	19,94	41.953,76	
2. C.A.U.Q.	m ³	340	71,70	24.378,00	66.331,76

QUADRO 8.23 - Custos Para a Estrutura 5.b

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. Base de Solo-cimento	m ³	2.104	28,70	60.384,80	
2. C.A.U.Q.	m ³	340	71,70	24.378,00	84.762,80

QUADRO 8.24 - Custos Para a Estrutura 6.a

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. Solo-cimento	m ³	1.701	19,94	33.917,94	
2. Base de B. G.	m ³	1.125	22,54	25.357,50	
3. C.A.U.Q.	m ³	340	71,70	24.378,00	83.653,44

QUADRO 8.25 - Custos Para a Estrutura 6.b

Discriminação	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Custo Parcial	Custo Total
1. Solo-cimento	m ³	1.701	28,70	44.818,70	
2. Base de B. G.	m ³	1.125	22,54	25.357,50	
3. C.A.U.Q.	m ³	340	71,70	24.378,00	98.554,20

Ressalta-se que nesta análise foram considerados apenas os serviços de pavimentação que sofrem variação de quantidade entre as várias estruturas. Os demais custos foram considerados iguais para todas as estruturas, por isso não foram consideradas.

O quadro 8.19 apresenta o resumo dos custos, para 1,0 Km de rodovia, para as estruturas analisadas, em Reais (R\$) e em Dólar (US\$).

QUADRO 8.19 - Resumo dos Custos Para as Estruturas Determinadas

Estruturas analisadas	Valor em Reais (R\$)	Valor em Dólar (US\$)
Estrutura 1	82.105,08	89.244,65
Estrutura 2	96.710,48	105.120,09
Estrutura 3	118.672,08	128.991,39
Estrutura 4	133.277,48	144.866,83
Estrutura 5.a	66.331,76	72.099,74
Estrutura 5.b	84.762,80	92.133,48
Estrutura 6.a	83.653,44	90.927,65
Estrutura 6.b	98.554,20	107.124,13

A solução de base de solo-cimento (6%) tem praticamente o mesmo custo da solução de projeto para reforço do subleito com 18,0 cm mas, teoricamente, em condições de atingir a vida de 10 anos, ao passo que a solução de projeto, apresentou problemas de trincamento no revestimento logo após sua execução, e para manter a vida de 10 anos, seriam necessário 12,5 cm de revestimento (Estrutura 3), o que oneraria sobremaneira a solução determinada no projeto.

A alternativa de execução de pavimento invertido também é economicamente viável, dependendo do teor de cimento necessário para estabilizar o solo.

Como pode ser verificado pela análise de custos, é economicamente viável, utilizar o solo residual saprolítico na pavimentação rodoviária, dependendo do teor de cimento utilizado. Deve-se ressaltar todavia, que em relação ao solo-cimento, esta é uma análise paramétrica.

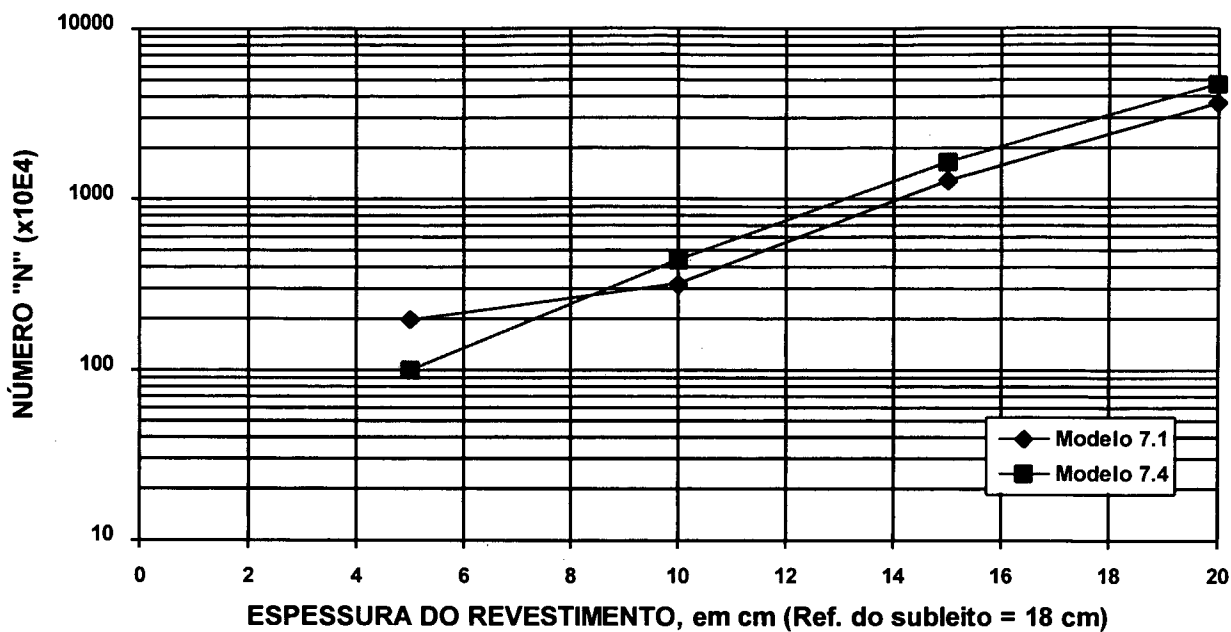


Figura 8.1 - Trecho: POMERODE - Amostra: 1ª Compactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

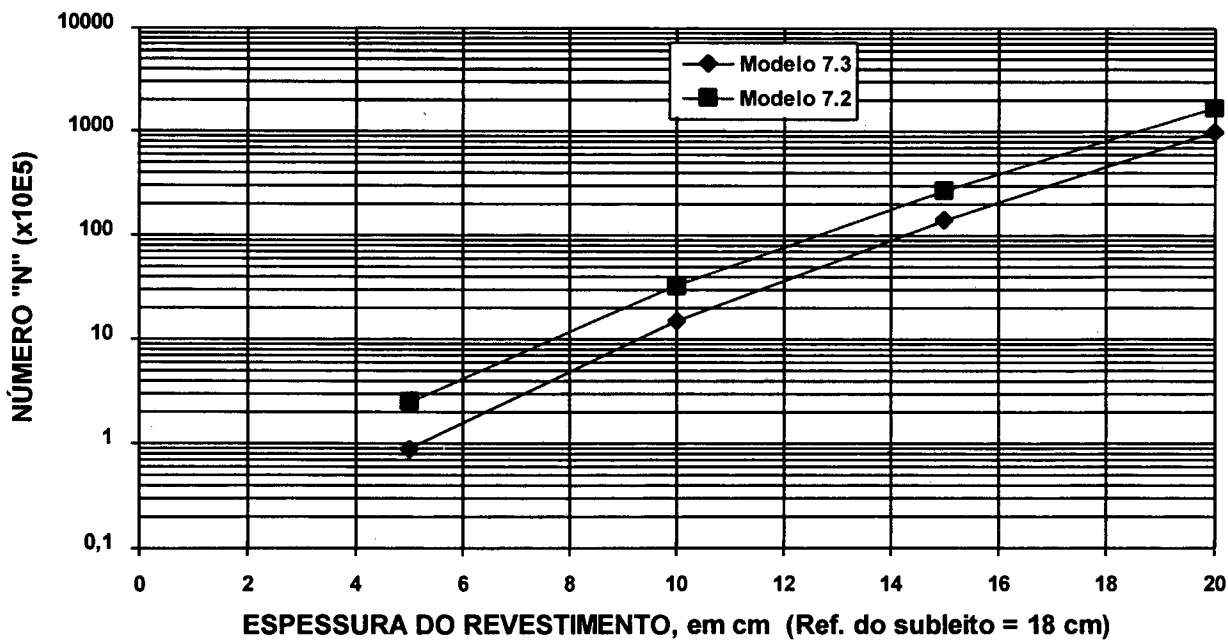


Figura 8.2 - Trecho: POMERODE - Amostra: 1ª Compactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

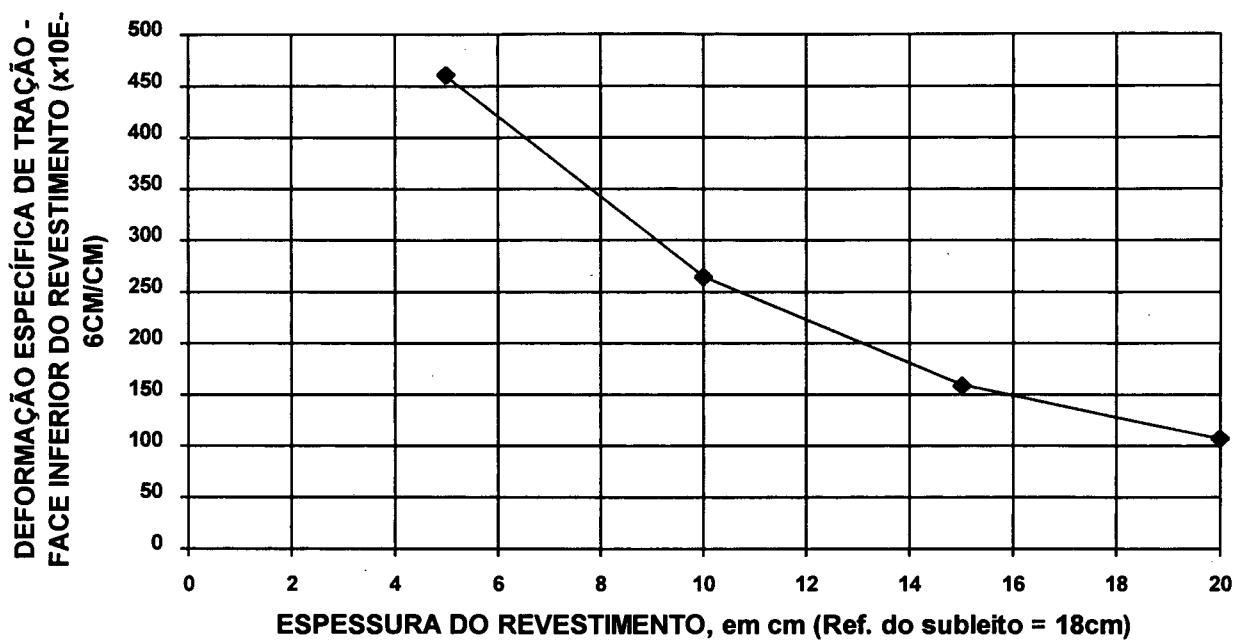


Figura 8.3 - Trecho: POMERODE - Amostra 1ª Compactação
DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

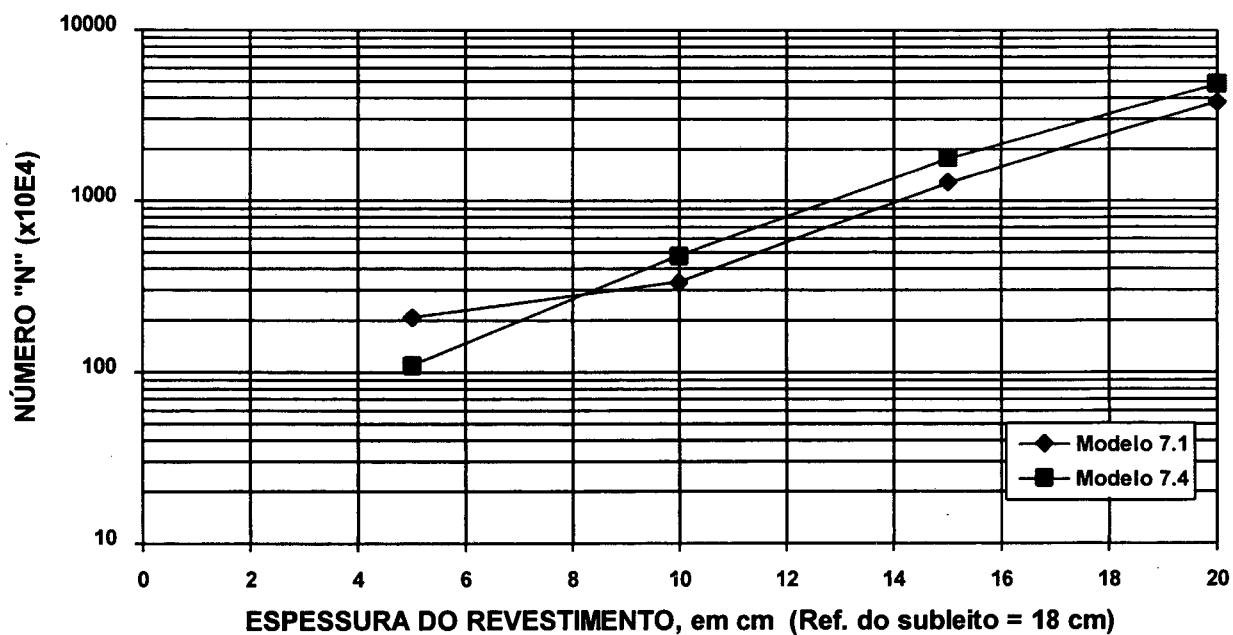


Figura 8.4 - Trecho: POMERODE - Amostra 3ª Recompactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

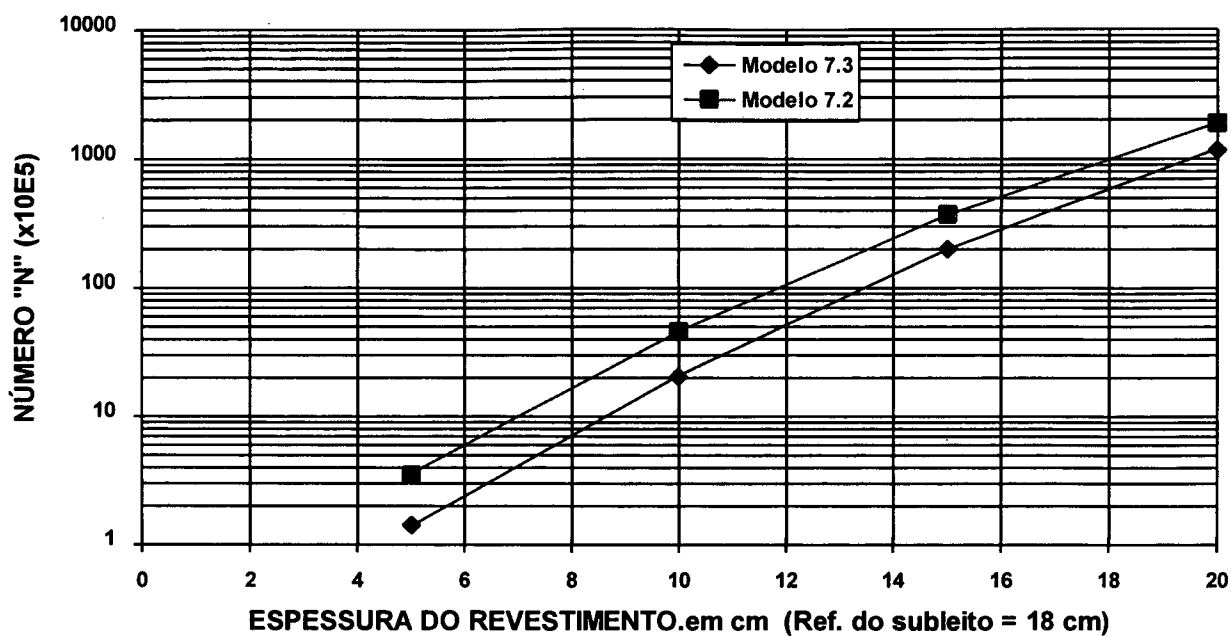


Figura 8.5 - Trecho: POMERODE - Amostra 3ª Recompactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

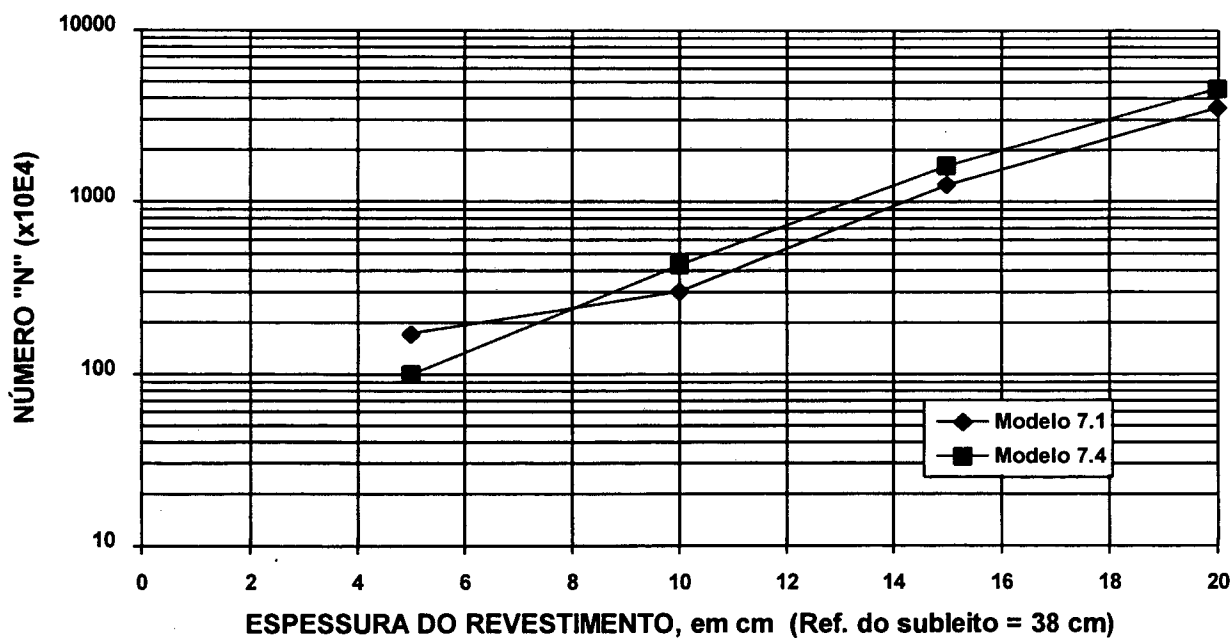


Figura 8.6 - Trecho: POMERODE - Amostra 1ª Compactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

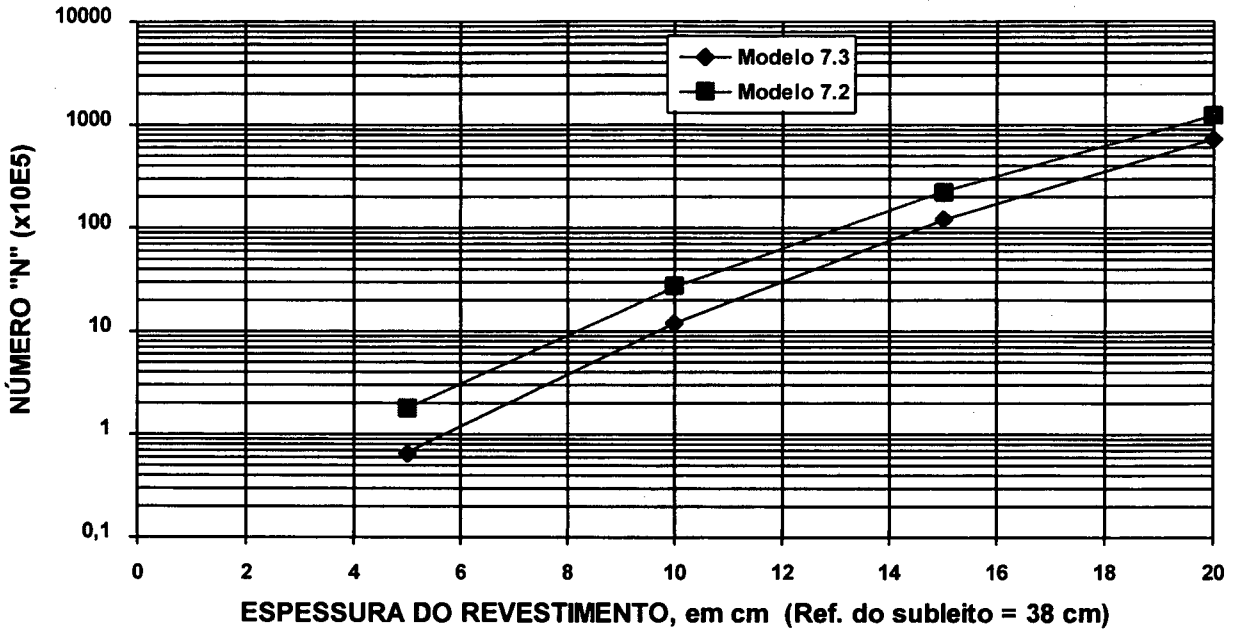


Figura 8.7 - Trecho: POMERODE - Amostra 1ª Compactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

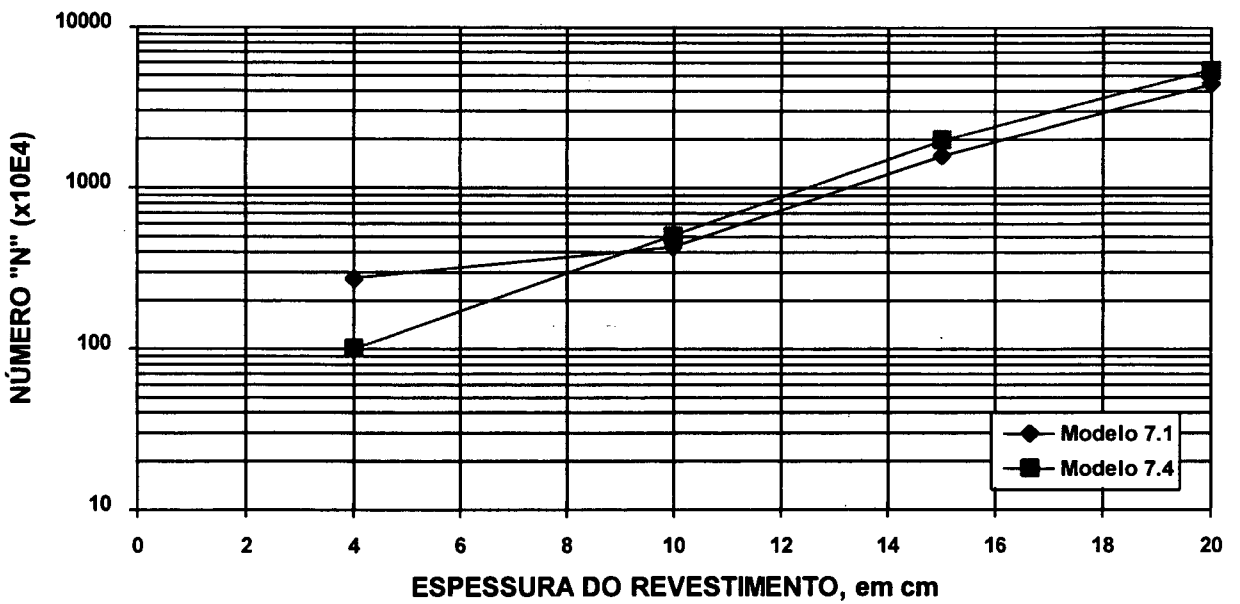


Figura 8.8 - Trecho: BRUSQUE - Amostra 1ª Compactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

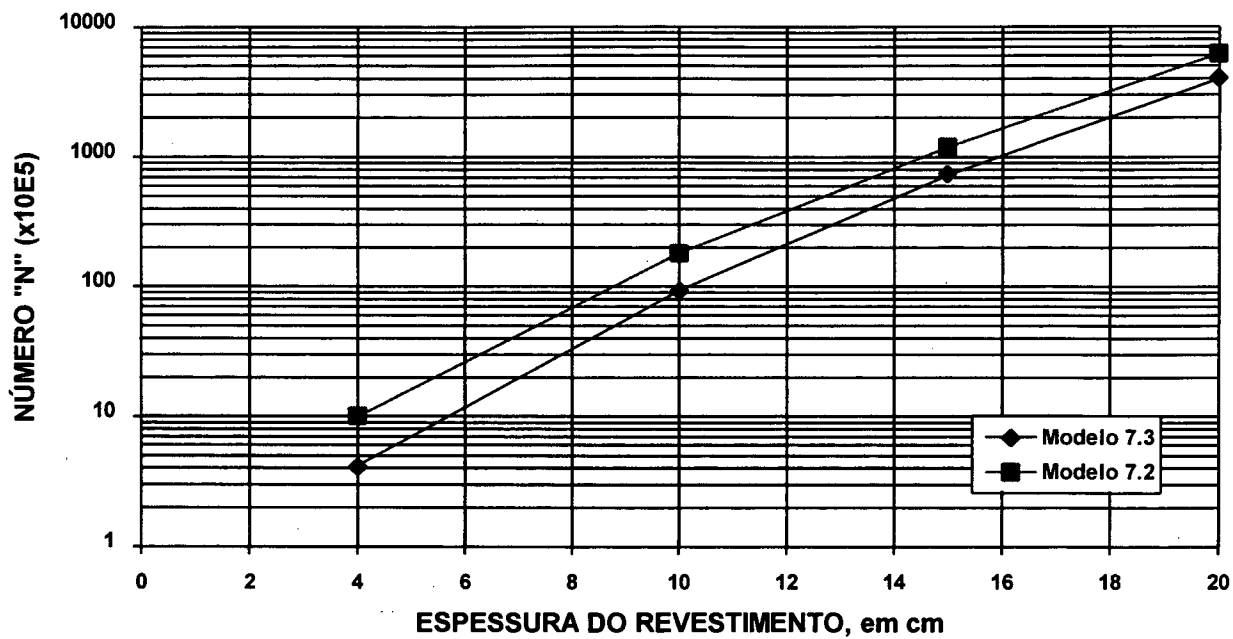


Figura 8.9 - Trecho: BRUSQUE - Amostra 1ª Compactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

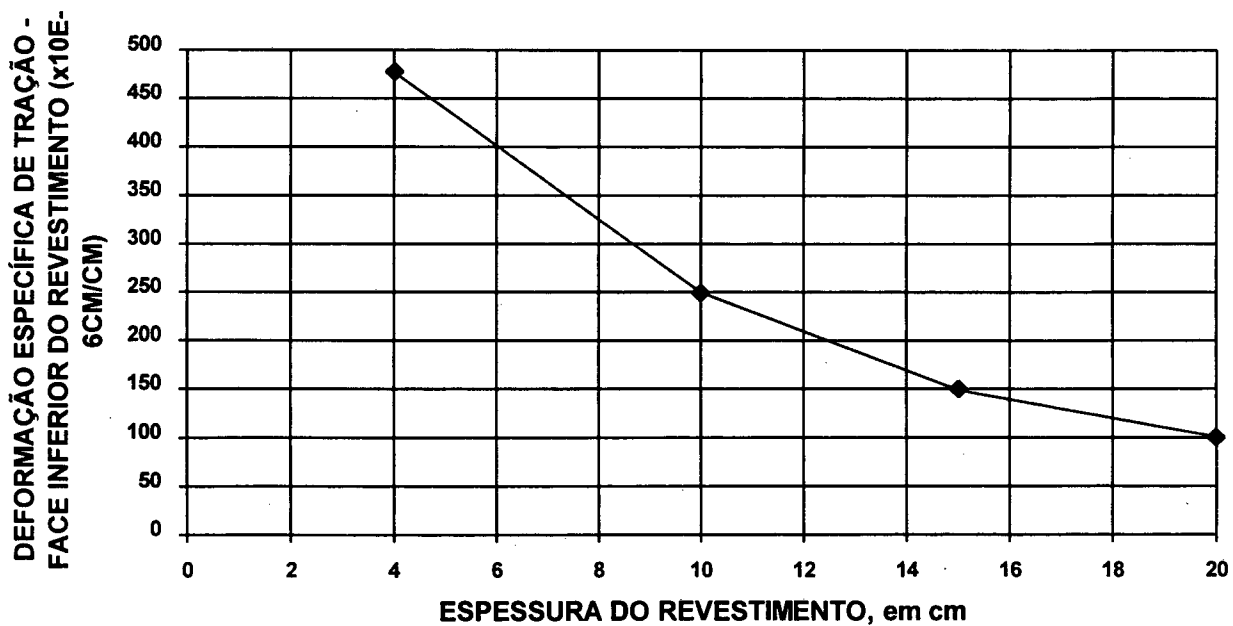


Figura 8.10 - Trecho: BRUSQUE
DEFROMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

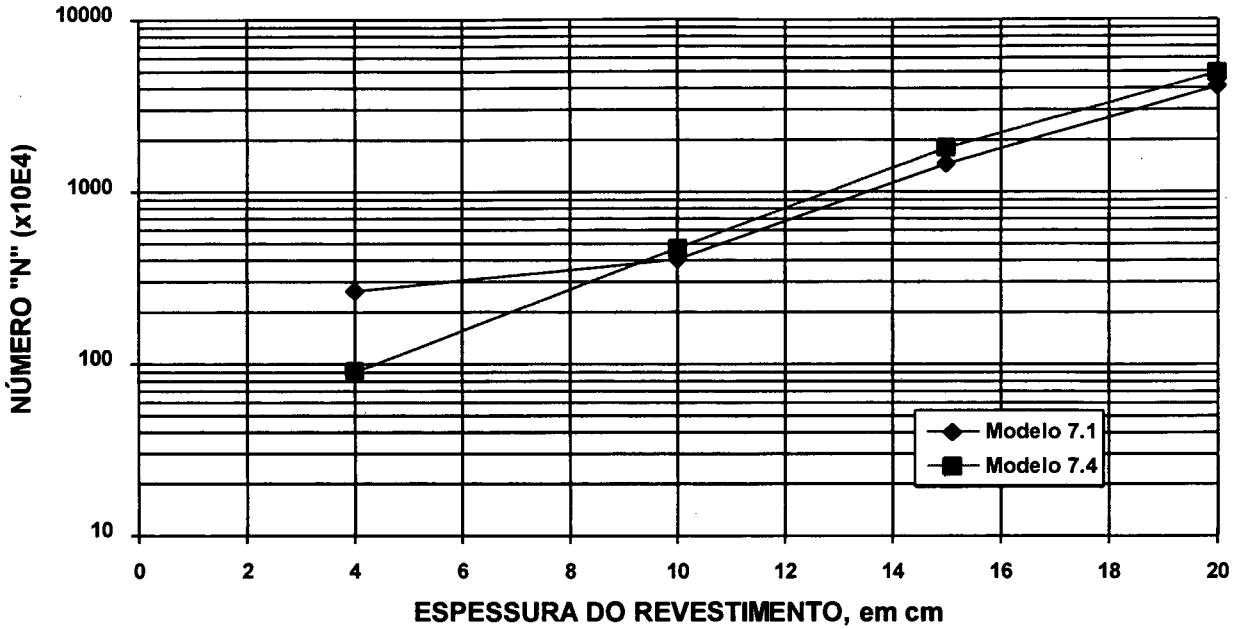


Figura 8.11 - Trecho: BRUSQUE - Amostra 3ª Recompactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

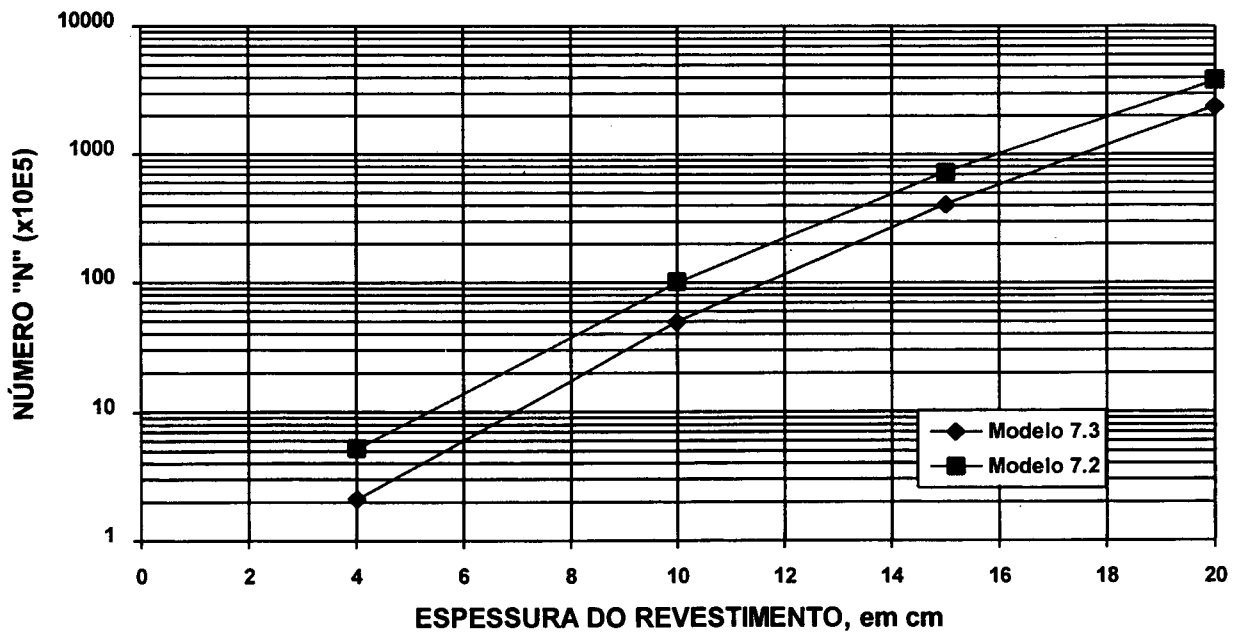


Figura 8.12 - Trecho: BRUSQUE - Amostra 3ª Recompactação
NÚMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO

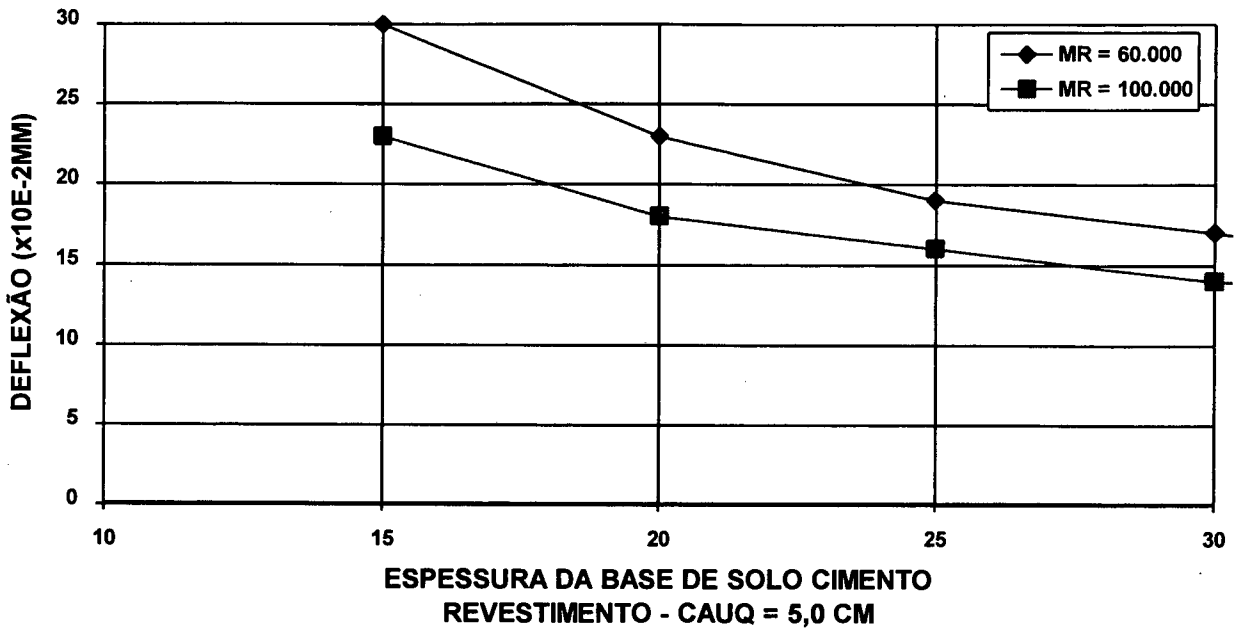


Figura 8.13 - Trecho: POMERODE
DEFLEXÃO x ESPESSURA DA BASE DE SOLO CIMENTO

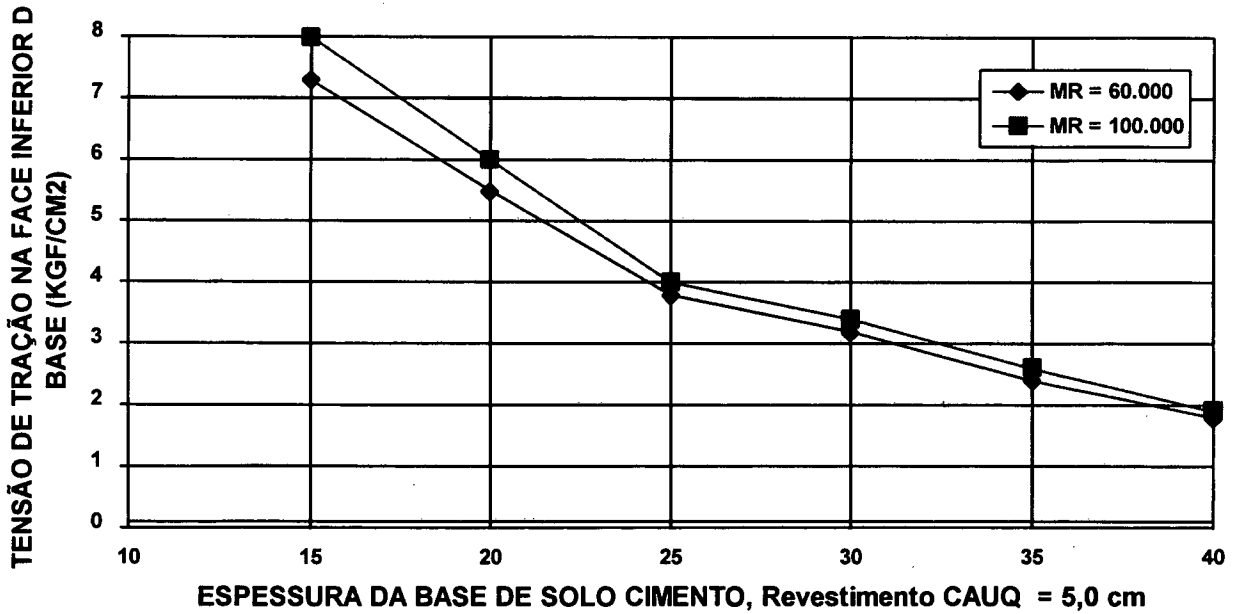


Figura 8.14 - Trecho: POMERODE
TENSÃO DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DA BASE DE SOLO CIMENTO x
ESPESSURA DA BASE DE SOLO CIMENTO

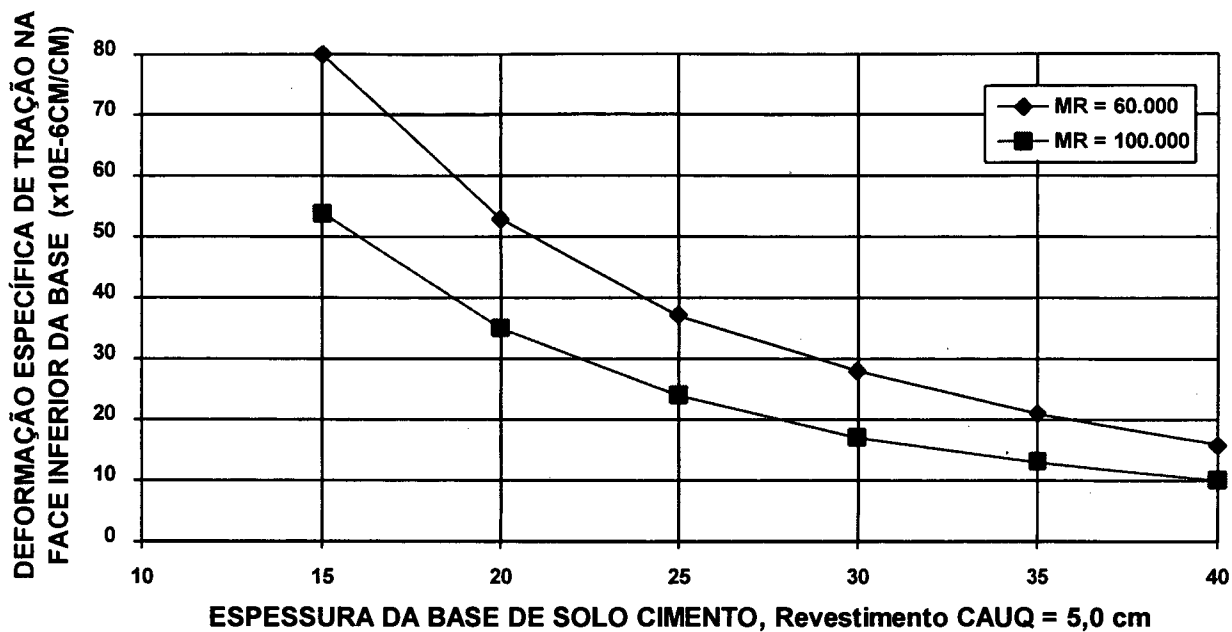


Figura 8.15 - Trecho: POMERODE
 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DA BASE DE SOLO CIMENTO x ESPESSURA DA BASE DE SOLO CIMENTO

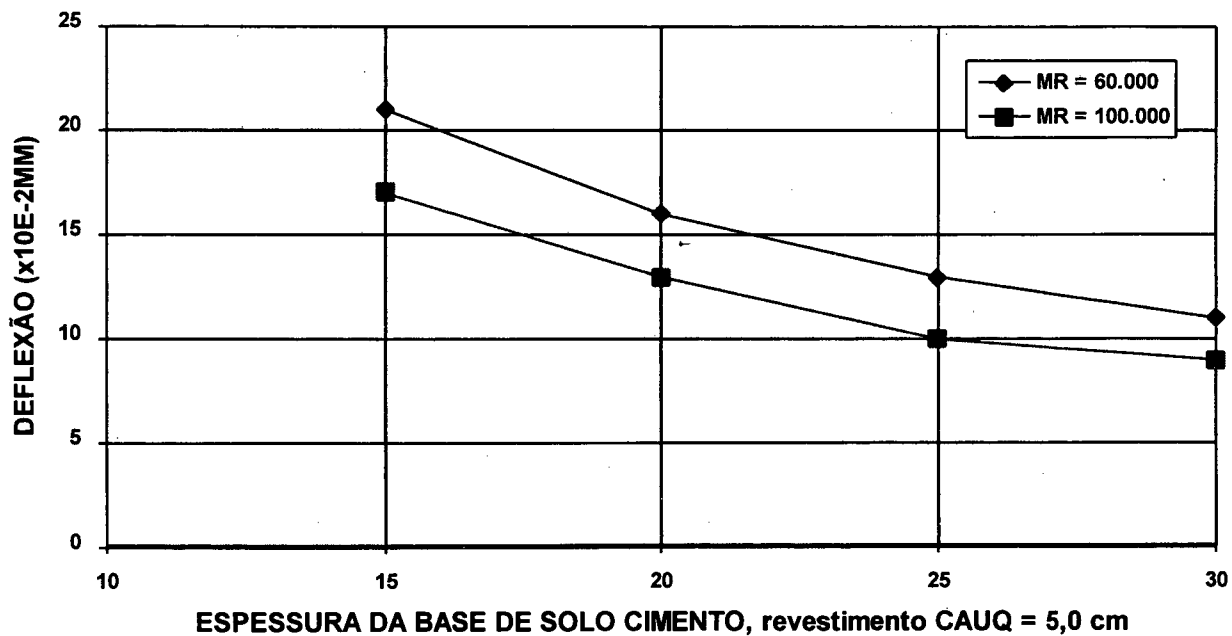


Figura 8.16 - trecho; BRUSQUE
 DEFLEXÃO x ESPESSURA DA BASE DE SOLO CIMENTO

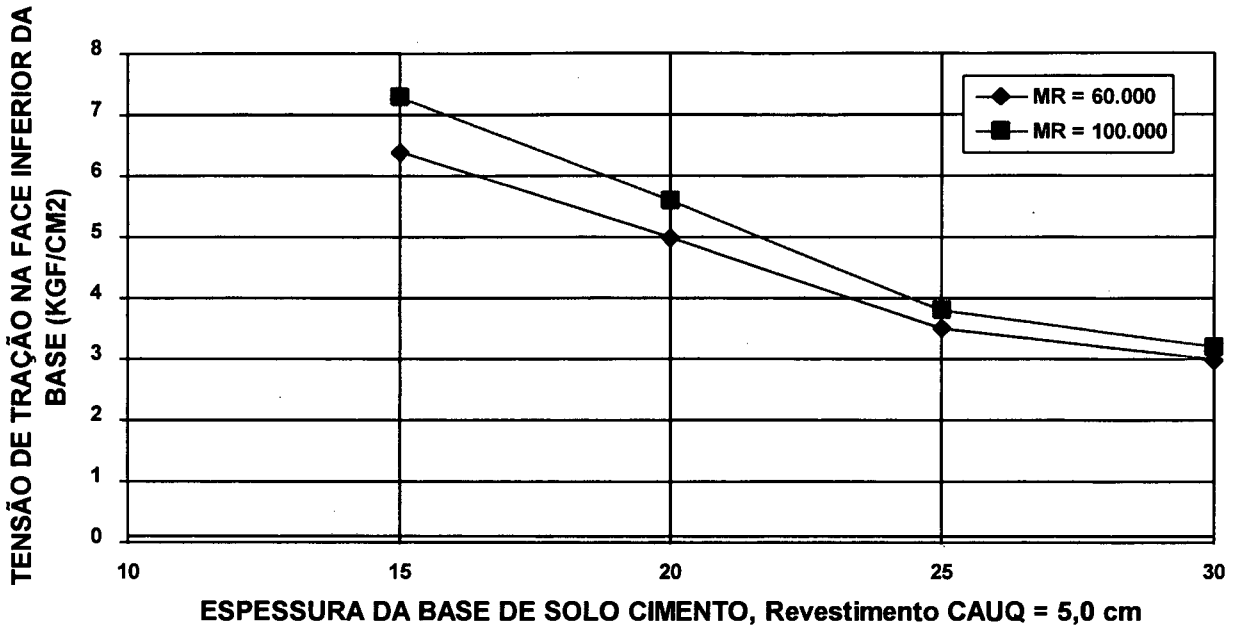


Figura 8.17 - Trecho: BRUSQUE
TENSÃO DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DA BASE DE SOLO CIMENTO x
ESPESSURA DA BASE DE SOLO CIMENTO

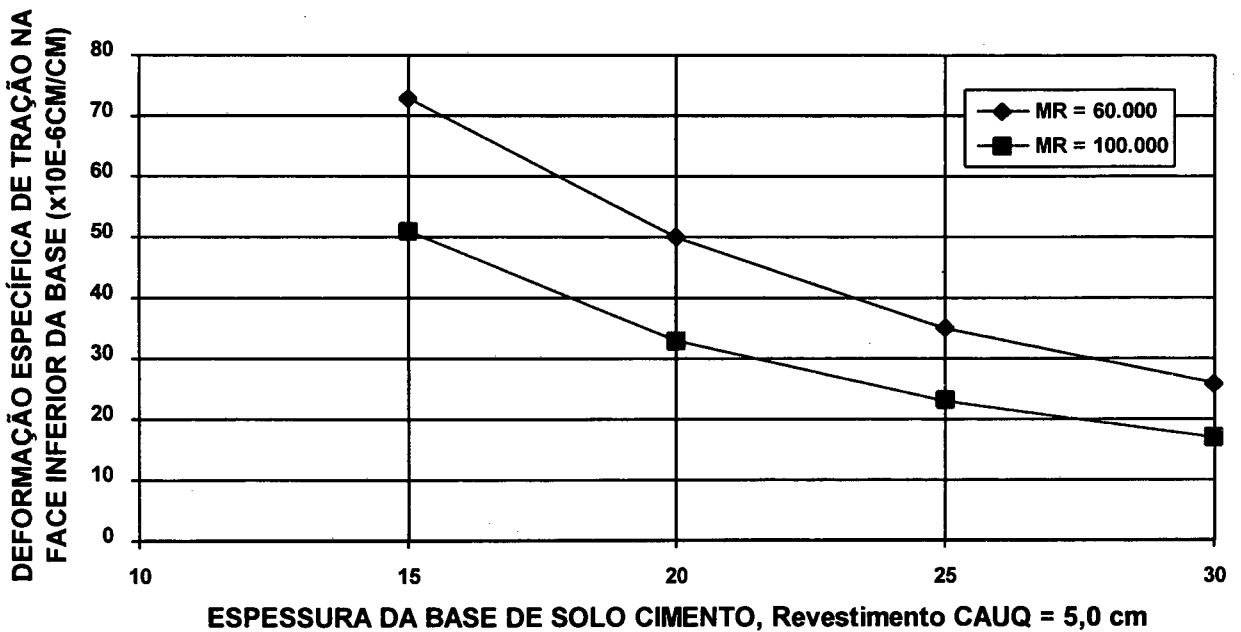


Figura 8.18 - Trecho: BRUSQUE
DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NA FACE INFERIOR DA BASE DE
SOLO CIMENTO x ESPESSURA DA BASE DE SOLO CIMENTO

9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

1. Os materiais estudados apresentam elevados valores para M.E.A.S. e ISC, atendendo as especificações DER-SC-ES-P-02/92 e DNER-ES-P 08-71, para sub-base de pavimentos.
2. O material submetido a várias compactações sucessivas (até a 3ª recompactação), tem seu comportamento melhorado no tocante ao ISC e aos valores modulares, contrariando o que tem afirmado alguns pesquisadores. Portanto a degradação do material, sob o efeito das várias compactações, melhora a resistência e o comportamento resiliente do material.
3. O material é muito sensível para à variação do teor de umidade acima da ótima, principalmente no tocante à resistência, medida pelo ISC e, nos valores do módulo de resiliência.

Para o ISC com teor de +2% de umidade (ramo úmido), observa-se uma queda significativa de seu valor, ficando entre 58% e 78% do valor para a umidade ótima.

4. O material, quando aplicado em estruturas de pavimento, gera elevadas deflexões, deformações específicas de tração e diferenças de tensões na face inferior do revestimento, pois, o material utilizado é de comportamento granular, desde o subleito.
5. Com os valores de tensão de compressão no topo do subleito obtidos com o programa FEPAVE2, verifica-se que o material das jazidas estudadas, não apresenta problemas quanto à sua resistência, mas sim apresenta problemas com relação aos altos valores de deflexão, diferença de tensões e deformação específica de tração na face inferior do revestimento, acarretando problemas prematuros de fadiga no revestimento.
6. Pelos resultados obtidos, verifica-se que uma redução no teor de umidade da ordem de 2%, em relação à umidade ótima, reduz os valores da tensões, deformações e deflexões à qual o pavimento é submetido. Isto se dá em função da melhoria que ocorre nos valores modulares do material do reforço quando o mesmo é compactado com o teor de umidade abaixo da ótima. O contrário ocorre com a elevação no teor de umidade.

As variações verificadas são pouco significativas, não traduzindo em melhora ou piora significativa no comportamento do material.

7. Quando aplicado em camada de reforço, como solo estabilizado granulometricamente, exige-se grandes espessuras de revestimento de C.A.U.Q., acima de 12,0 cm, quando determinadas para atender as deflexões máximas admissíveis do Procedimento DNER-PRO 11/79.
8. Um pavimento pode ser melhor projetado quando se leva em consideração as características resilientes do material e não apenas sua resistência medida pelo valor do ISC.
9. Para utilização do material, como camada integrante do pavimento, face aos resultados obtidos na pesquisa recomenda-se a seguinte seqüência de estudos:

9.1 Solo estabilizado granulometricamente

- a) Realização dos ensaios de compactação e ISC, e determinação da tensão vertical admissível no topo do subleito, através da expressão:

$$\sigma_{adm} = 0,039(ISC)^{1,5} \text{ (Kgf / cm}^2\text{)}.$$

Esta relação, embora possa ser considerada como estimativa preliminar da tensão admissível, deve ser vista com reservas em face às características pedogenéticas tropicais particulares dos solos dos subleitos do país, certamente não consideradas na sua determinação.

Outra expressão que pode ser utilizada para a determinação da tensão vertical admissível no topo do subleito é a proposta por KÖSTENBERGER:

$$\sigma_{vm\acute{a}x} = 0,006 \times Mr / 1 + 0,7 \log N.$$

- b) Realização dos ensaios para determinação do módulo resiliente dos materiais do subleito, reforço, sub-base e base do pavimento, podendo ser adotado o valor para o C.A.U.Q., tirando dados da bibliografia existente. Valor comumente aceitável de 30.000 Kgf/cm².
- c) Determinação das espessuras de acordo com o método de dimensionamento do DNER, utilizando o valor do ISC na umidade ótima. Quando não se tem certeza de que se pode trabalhar na umidade ótima ou abaixo dela, até o teor de -2% na umidade, deve-se reduzir o valor do ISC, adotando-se para tal em torno de 60% do valor obtido no ensaio de compactação para o teor "ótimo" de umidade.

- d) Análise computacional pelo programa FEPAVE 2, preferencialmente ou pelo ELSYM5, determinando as diferenças de tensões e deformações específicas de tração na face inferior do revestimento e, tensão de compressão no topo do subleito.
- e) Adequar a estrutura baseada na análise efetuada no item d), no tocante às deflexões na superfície, diferenças de tensões e deformações específicas de tração na face inferior do revestimento, a valores compatíveis aos que o revestimento pode suportar. Se existir, introduzir camada de solo argiloso, preferencialmente na terraplenagem, para enrigecer a estrutura.

9.2 Solo estabilizado com cimento

- f) Estabilizar o solo com cimento determinando sua características de tensão, deformação e retração.
- g) A partir de uma espessura "semente", determina-se as tensões e deformações na estrutura, com a utilização dos programas FEPAVE 2 ou ELSYM5 e avalia-se a vida de fadiga do pavimento. Se a vida de fadiga for menor do que o "N" de projeto, aumenta-se a espessura da camada e refaz-se a análise, até se chegar à espessura necessária.

9.3 Análise econômica

- h) Fazer uma análise econômica das alternativas estudadas, definindo-se aquela que seja a mais viável economicamente. Dar preferência ao pavimento invertido no caso de utilização de solo-cimento, para evitar os problemas inerentes à utilização de base de solo-cimento no tocante à transferência de trincas de retração ao revestimento.

10. SUGESTÕES DE PESQUISA

1. Proceder estudo de estabilização do solo com cimento, cal, cal-cinza volante, cal-cinza de casca de arroz etc.
2. Estudar mecanisticamente e com ensaios laboratoriais, outros tipos de revestimento, tais como Tratamentos Superficiais e Camadas Asfálticas Aditivadas com Polímeros, determinando-se suas características de resistência e deformações admissíveis sob o efeito de carregamento repetido. Isto porque o problema quando se usam solos granulares, está nos grandes esforços a que se submete o revestimento quando ele é de pequena espessura (5,0 cm).
3. Determinar procedimento para análise da propagação de trincas de bases cimentadas e alternativas para minorar esse efeito maléfico, com utilização de teores de cimento mais baixos do que os determinados por métodos tradicionais. Preferencialmente, executar trecho experimental para acompanhar o comportamento em verdadeira grandeza, com medições de campo.
4. Buscar melhor relação campo laboratório para determinar a vida de fadiga dos materiais asfálticos, correlacionáveis com o número de repetições de carga do eixo padrão (Número "N").
5. Modificação das especificações para controle da qualidade da camada final do reforço ou subleito quando se utilizam solos saprolíticos. Sugere-se que o controle seja feito não somente pela umidade e M.E.A.S., mas principalmente pelo ISC. Isto porque se observa uma grande diminuição no valor do ISC, quando a umidade de compactação está acima da ótima (+2%). Determinar procedimentos para obtenção do ISC de campo.
6. Proceder estudos, através de medições das deflexões de campo, para estabelecer um critério de determinação da deflexão admissível para as camadas finais compactadas do reforço e do subleito.

11. BIBLIOGRAFIA

- ABCP (1978). "Normas de dosagem e Métodos de Ensaio se solo-cimento". Associação brasileira de Cimento Portland.
- ASTM (1977). "Anual book of ASTM Standards". Part 14, Concrete and Mineral Aggregates.
- BARATA, F.E. (1981). "Elucubrações sobre aspectos geotécnicos interessantes, específicos e diferenciáveis dos solos tropicais, em geral, particularmente os do Brasil". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Vol. 2 pág. 7-29.
- BARROSO, J.A; ANTUNES, F.S., dos; CABRAL, S. e POLIANOV, H. (1981). "Correlações de características genéticas de solos e as suas propriedades geotécnicas". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Vol. 1, pág. 187-197.
- BUZATTI, D.J. (1987). "Índice de abrasão Los Angeles e índice de degradação - análise comparativa para diversas naturezas de agregados". DER/MG, 21 págs. (Publicação Técnica, 23).
- CAMACHO, F.J. e DE SÁ, A.T. (1990). "Diagnóstico da deficiência do desempenho do pavimento e solução de restauração para o trecho Pomerode Jaraguá do Sul". Construtora Malachias, Julho/1990. 365 pags. DER/SC.
- CAMACHO, F.J. . (1990). "Diagnóstico da deficiência do desempenho do pavimento e solução de restauração para o trecho Pomerode Jaraguá do Sul". Construtora Malachias, Setembro/1990. DER/SC.113 pags.
- CARMICHAEL, R.F. & STUART, E. (1985). "Predicting Resilient modulus: A study to determine the mechanical properties of subgrade soils". Transportation Research Record 1043, pág 145-148.
- CARNEIRO, F.B.L. e SILVA, H.C.M. (1981). "Degradação dos agregados nas camadas de base de brita graduada e de revestimento de concreto asfáltico - Análise de validade do ensaio Los Angeles". Anais, 16ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV. 41 pags.
- CERATTI, J.A.P. (1991). "Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos". Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. 314 pág.

- CERATTI, J.A.; MEDINA, J. (1983). "Estudo de solos estabilizados com cimento sob a ação de cargas repetidas". Anais, 18ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV. Vol.2, pág. 233-263.
- COPPE (1988). "Procedimentos para execução de ensaios com carregamento repetido (solos, britas, misturas betuminosas e misturas cimentadas) - Setor de Mecânica dos Pavimentos, Laboratório de Geotecnia, COPPE/UFRJ.
- DER/SC (1981). "Projeto Final de Engenharia do Trecho Pomerode - Jaraguá do Sul".
- DER/SC(1992). "Especificações Gerais Para Obras Rodoviárias". Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina.
- DNER (1972). "Especificações Gerais Para Obras Rodoviárias". Departamento Nacional de Estradas e Rodagem.
- DNER (1983). "Avaliação estrutural da pavimentação executada da rodovia BR-282, trecho Entroncamento BR-101 - Ponte Colombo Machado Sales". 94 pág.
- DYNATEST (1990) "Avaliação Estrutural da Rodovia SC-416, trecho Pomerode - Jaraguá do Sul". DER/SC. 33 pág.
- ESPINOSA, V.R.P. (1987). "Ensaio triaxiais de carga repetida de uma brita". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ. 107 pags.
- ESTEIO Engenharia S.A. (1976). "Projeto Final de Engenharia do Trecho Blumenau - Massaranduba - Guaramirim". DER/SC.
- GIDIGASU, M.D.; ASANTE, S.P.K. & DOUGAN, E. (1987). "Identification of suitable nontraditional tropical and residual paving materials in relation to the environment". Can. Geotech. J. Vol. 24, pág 58-71.
- IGUATEMI (1985). "Projeto de Restauração Rodoviária do trecho Blumenau - Massaranduba - guaramirim". DER/SC.
- LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V (1976). "Mecânica de suelos", editorial Limusa.

- LEES, G. & ZAKARIA, M. (1987). "Degradation - Unbound Aggregates". Highways and transportation. pág. 32-36.
- LEE, K.W., HU C.P., MARCUS, A.S., MAO, H. (1994) "Estimation of layer coefficients for flexible pavement design and development of a practical and rational mix-design". Anais, International Road Federation Conference and Exposition. Volume 3, pág F35-F91.
- MACEDO, P.H.S de; CORRÊA, W.G. e ABREU, J.A.K.P. de (1988). "Caracterização tecnológica dos agregados destinados à pavimentação com concreto de cimento portland". Anais, 23ª Reunião Anual de pavimantação, ABPV. Vol. 2, pág 1103-1152.
- MACEDO, J.A.G. de; BRASILEIRO, F.E. (1987). "Características físicas e mecânicas de agregados graúdos lateríticos, após extração em concretos betuminosos usinados à quente". Anais, 22ª Reunião Anual de pavimantação, ABPV. Vol. 1, pág .93-105.
- MACEDO, J.A.G. de; BRASILEIRO, F.E.; FERREIRA, H.B. (1988). "Influência da temperatura de secagem na resistência de agregados graúdos medida pelo ensaio Los Angeles". Anais, 23ª Reunião Anual de pavimantação, ABPV. Vol. 1, pág 52-63.
- MACEDO, J.A.G. de; LUCENA, F.B.; FERREIRA, H.B. (1987). "Degradação de agregados em concreto betuminoso usinado à quente". Anais, 22ª Reunião Anual de pavimantação, ABPV. Vol. 1, pags 131-144.
- MAHLER, C.F. e MOTTA, L.M.G. (1982). "Comentários sobre a aplicação do método dos elementos finitos à análise de pavimentos". Anais, 17ª Reunião Anual de pavimantação, ABPV. Vol. 1, pág II. 287 - II. 310.
- MEDINA (1985). "Clasification of tropical soils according to resilient characteristics for pavement design". First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Volume 2, pág 321-326.
- MEDINA, J.; PREUSSLER, E.S. e MOTTA, L.M.G. (1980). "Aplicação do cálculo da deformação resiliente no aperfeiçoamento do dimensionamento de pavimantos flexíveis". Anais, 5º Encontro de Asfalto, IBP. pág 197-236.

- MEDINA, J. & MOTTA, L. (1989). "Resilient behavior of Brazilian tropical soils in pavement design". Anais, 2º Simpósio internacional de avaliação de pavimentos e projeto de reforço, ABPv. Vol.1, pág 1.1.2 - 1.1.22.
- MOTTA, L.M.G., MAHLER, C.F. (1982). "Análise comparativa de diferentes métodos de cálculo de sistemas em camadas". Anais, 6º Encontro de Asfalto, IBP. pág 91-106.
- MOTTA, L.M.G. . (1993). "Curso de Resiliência e Fadiga de Misturas Asfálticas". IBP.
- MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; MATTOS, M.V. e VIANNA, A.A.D. (1990). "Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos". Anais, 24ª Reunião Anual de pavimentação, ABPV. Vol. 1, pags 233-268.
- NOGAMI, J.S. (1967) . "Constituição e ocorrência de solos" (Noções básica). Notas de aula do Curso de Geologia Aplicada, 3ª edição.
- NOGAMI, J.S. (1983). "os solos lateríticos e saprolíticos em áreas viárias". I Encontro técnico sobre solos tropicais lateríticos e saprolíticos. ACESP, ABMS e ABGE. 9 págs.
- NOGAMI, J.S.; VLLIBOR, D.F.; NETO, A.Z. e SERRA, P.R.M. (1990). "Comportamento de dois trechos experimentais com base de solo cimento, construído pelo DER-SP". Anais, 24ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.1, pags. 477-496.
- NÚÑEZ, W.P.; CERATTI, J.A.P. (1991). "Caracterização de um solo residual de arenito e melhoria de suas propriedades mecânicas pela adição de cal. Anais, 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.1, pags.311-357.
- PINTO, S. (1991). "Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos". Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. 478 págs.
- PINTO, C.S.; BOSCOV, M.E.G.; MOURA, P.R. M. (1991). "Estudo comparativo de estabilização com cimento e com cal de solo saprolítico e de solo laterítico. Anais, 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.1, pág. 487-507.
- PITTA, M.R. (1982). "Retração de solo-cimento". Anais, 17ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.1, pág. I.1-I.67.

- PREUSSLER, E.S. (1978). "Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um solo arenoso". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ. 141 págs.
- PREUSSLER, E.S. (1983). "Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço". Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. 264 págs.
- PREUSSLER, E.S e MEDINA J. de (1981). "Resiliência de solos tropicais e sua aplicação à mecânica dos pavimentos". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, vol 1, pag 591-614.
- PREUSSLER, E.S. e PINTO, S. (1982). "Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência". Anais, 17ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.1, pag. II.205-II.263.
- RADA, G. & WITCZAC, M.W. (1981). "Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Material". Transportation Research record 810. Pág 23-33.
- RADA, G. & WITCZAC, M.W. (). "Material Layer Coefficients of Unbound Granular Materials from Resilient Modulus". Transportation Research record 852. Pags 15-21.
- ROCHA FILHO, P.; ANTUNES, F.S. e FALCÃO, M.F.G. (1985). "Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil". First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and saprolitic Soils. Volume 1, pags 281-294.
- SANTANA, H. (1992). "Manual de Pré-Misturado a frio". IBP. 298 págs.
- SANTOS, G.T. (1990). "Caracterização geotécnica de riodacito de Santa Catarina". Tese de mestrado, CPGEC/UFRGS. 140 págs.
- SANTOS, P. de S. (1975). Tecnologia de Argilas". Vol. 1, Editora Edgardd Blucher Ltda. Editora da Universidade de São Paulo.

- SCHMIDT, L.A. e PITTA, A.S. (1991). "Análise dos estudos realizados para caracterização dos problemas e possíveis causas físicas dos insucessos na pavimentação - formulação de recomendações para a solução". IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda. Rodovia SC-416, trecho Pomerode - Jaraguá do Sul. 149 págs. DER/SC.
- SMITH, B.E. & WITCZAC, M.W. (1981). "Equivalent Granular base Moduli: Prediction". TE6, pág 635-652.
- SOTEPÁ S.A. (1980). "Projeto Final de Engenharia do trecho Brusque São João Batista". DER/SC.
- SOUZA, M.L. (1981). "Método de projeto de pavimentos flexíveis" - DNER.
- STOCK, A.F. & YU, J. (1984). "Use of Surface Deflection for Pavement Design and Evaluation". transportation Research Record 954, pág. 64-69.
- SUZUKI, C.Y.; GARCIA, F.A.; ALMEIDA, F; SOUZA, P.R.B.; MOTOMATSU. R.K. e NIEYAMA, W.L.G. (1992). "Considerações teóricas sobre o comportamento estrutural dos pavimentos com camadas cimentadas". Anais, 26ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV. Vol.1, pág. 503-528.
- SUZUKI, C.Y.; SOUZA, P.R.B.; MOTOMATSU, R.K.; FRANZOI, S. e RIBEIRO, W.S.C. (1991). "Estudo paramétrico comparativo entre pavimentos com base cimentada e com sub-base cimentada (Pavimento Invertido)". Anais, 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.II, pág. 1307-1335.
- SVENSON, M. (1981). "Estudo de mistura solo-cal sob carregamento dinâmico". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em engenharia. Vol. 1, pág. 385-414.
- SVENSON, M. (1980). "Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos". Tese de mestrado, COPPE/UFRJ. 135 págs.
- VALLE, N.; SANTOS, G.T.; SCHRAMM, R.M. (1992). "Análise comparativa de resultado de ensaios de Degradação e Absorção de Agregados". Anais, 26ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.I, pág. 190-215.

- VARGAS, M. (1981). "Progresso dos estudos geotécnicos dos solos tropicais em São Paulo". Simpósio Brasileiro de Solos tropicais em Engenharia, vol. 2, pág. 66-120.
- VERDADE, F. da C. (1981). "Análise química total". Simpósio Brasileiro de Solos tropicais em Engenharia, vol. 1, pág.209-.
- VILLIBOR, D.F.; SERRA, P.R.M; BACCHI, D.E.K. e NETTO, A. Z. (1991)."Pavimento experimental com uso de base de solo-cimnto em vias urbanas de São Paulo". Anais, 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vol.IV, pág. 2463-2483.
- WOJCIKIWICZ,W.E.; MEURER, P.R.; MARCON,A.F.; SCHRAMM,R.M. e GONÇALVES,F.L.R. (1990). "Relatório final da comissão de auditoria técnica do Trecho Pomerode - Jaraguá do Sul, Rodovia - SC-416". DER/SC.
- YODER, E.J. & WITCZAK, M.W. (1975). "Principles of pavement design", 2ª edição, John Wiley & Sons,Inc.

ANEXO A

MÉTODOS DE ENSAIOS

**Ensaio de Degradação do Estado de Washington
Ensaio de Molhagem e Secagem**

ENSAIO DE DEGRADAÇÃO DO ESTADO DE WASHINGTON

MÉTODO DE ENSAIO

O material a ensaiar deve ser britado, até passar na peneira de 1/2", lavada sobre uma peneira nº 10 e secado até peso constante. Preparar amostras com a seguinte composição:

1/2" - 1/4"	-	500 gramas
1/4" - nº 10	-	500 gramas

Coloque a amostra em um recipiente de 7 1/2" de diâmetro por 6" de altura, de plástico (tuppeware), adicione 200 cm³ de água, tampe hermeticamente e coloque em um peneirador tipo Tyler portátil (soil-test nº CL-300,305, convenientemente motorizado de modo a promover a agitação descrita abaixo).

Funcione o peneirador durante 20 minutos, com 300 ± 5 oscilações por minuto, com deslocamento de 1 3/4" no excêntrico. Terminado o tempo de peneiramento, esvazie o recipiente despejando o agregado e água sobre uma peneira nº 10, sobreposta à uma peneira nº 200, colocada sobre um funil montado sobre uma proveta graduada de 500ml, para captar toda a água de lavagem. Lave o recipiente e continue a lavar o agregado com água, despejando o líquido sobre as peneiras, até a proveta graduada atingir a marca de 500 ml.

Cuidado: O agregado normalmente drena de 50-100 ml de água depois de terminada a lavagem.

Coloque 7ml de solução estoque do ensaio de equivalente de areia em uma proveta de equivalente de areia.

Faça com que todos os sólidos da água de lavagem fiquem em suspensão, tampando a proveta graduada com a palma da mão, virando-a de cabeça para baixo e logo em seguida de cabeça para cima, repetindo este movimento tão rápido quanto possível cerca de dez vezes. Logo em seguida despeje o líquido na proveta de equivalente de areia até a marca de 15" e tampe com rolha de borracha.

É indispensável que o peneirador portátil seja aferido com o laboratório Central, fazendo ensaios de degradação com amostras preparadas para aferição.

Misture o conteúdo da proveta de equivalente de areia virando a proveta alternadamente de cabeça para baixo e de cabeça para cima, deixando as bolhas de ar atravessar completamente o líquido de um extremo ao outro. Repita este ciclo 20 vezes em aproximadamente 35 segundos. Concluído o tempo de misturar, coloque a proveta sobre a mesa, retire a rolha e ligue o cronômetro. Depois de 20 minutos leia e anote a altura da coluna de sedimento com precisão de 0,1".

Cálculos:

calcule o Fator de Degradação pela seguinte fórmula:

$$D = [(15 - H) / (15 - 1,75H)] \times 100$$

Onde:

D = Fator de Degradação

H = Altura de sedimento na proveta, em polegadas.

Os valores podem variar de 0 a 100, correspondendo os maiores valores aos melhores materiais. A fórmula coloca os materiais duvidosos aproximadamente no meio da escala, estando os inadequados abaixo e os bons acima daquele ponto.

A experiência tem mostrado que é necessário considerar mais de um valor de aceitação ao estabelecer limites de especificação para o Fator de Degradação. Dependendo do emprego a que se destina o agregado, podem ser especificados diferentes valores mínimos. A tabela seguinte indica os valores mínimos de Fator de Degradação para vários materiais usados nas camadas do pavimento.

MATERIAL	FATOR DE DEGRADAÇÃO MÍNIMO
Brita para camada de revestimento	25
Brita para camada de base	15
Agregado mineral para tratamento superficial betuminoso	30
Agregado mineral para mistura betuminosa na pista (road mix)	30
Agregado mineral para concreto asfáltico: Camada de rolamento	30
Agregado mineral para concreto asfáltico: Todas as outras camadas	20

ENSAIO DE MOLHAGEM E SECAGEM

No ensaio de molhagem e secagem o material é submetido a duas horas de imersões e duas horas de secagem em estufa. As temperaturas utilizadas foram de 100° C e 150° C.

Cada sequência de imersão mais secagem é considerada um ciclo.

Antes de iniciar o ensaio, medir o pH da água que será utilizada nas imersões.

Após a retirada do material da estufa deixá-lo esfriar por 15 minutos antes de adicionar água.

Após a execução dos 15 ciclos de molhagem e secagem realizar as seguintes tarefas;

- Medir o pH da água;
- Executar a granulometria;
- Misturar as três amostras;
- Executar a compactação;
- Secar o material a 100° C;
- Executar nova granulometria.

Cálculo:

Após cada cinco ciclos de imersão e secagem e após a compactação, calcula-se a degradação (ID) pela variação da granulometria.

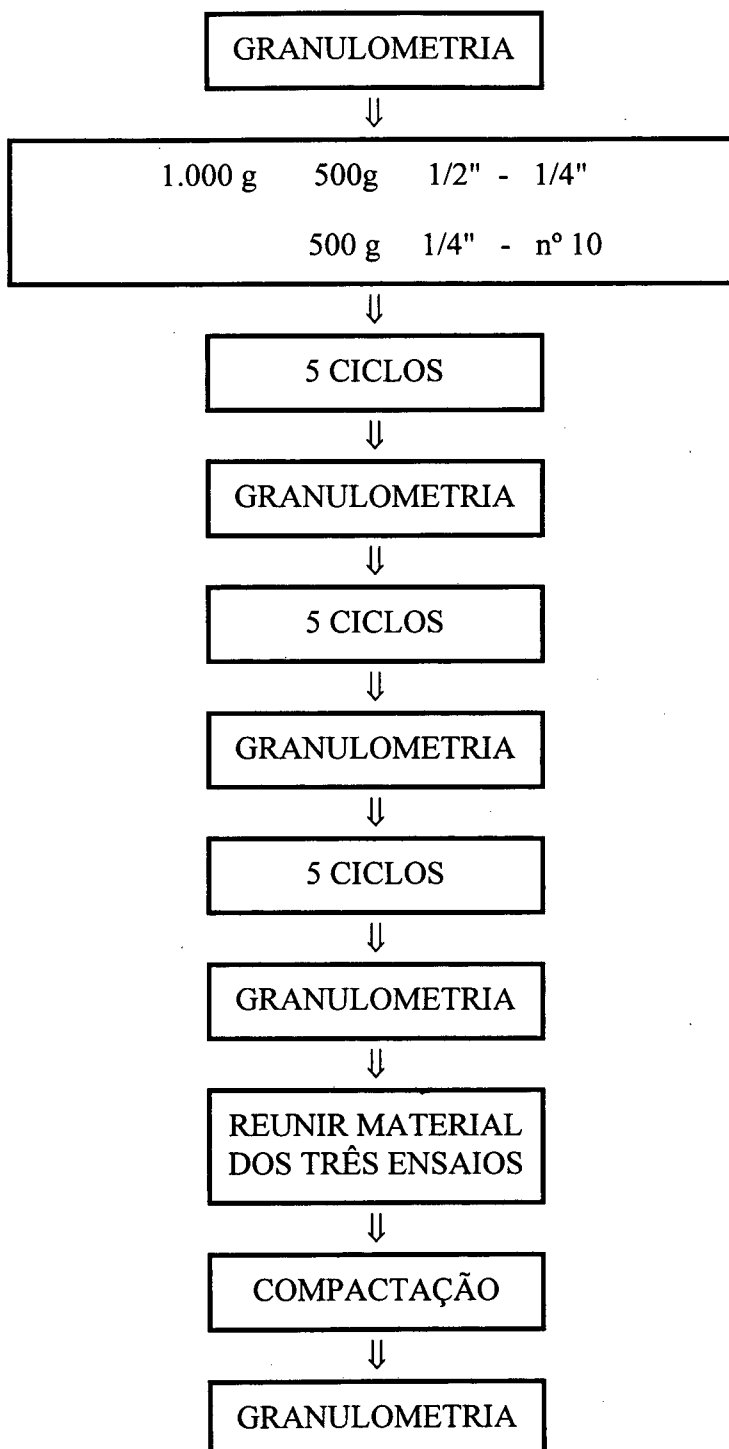
$$ID = \frac{\sum \Delta i}{N}$$

onde:

Δi = deslocamento da curva granulométrica na peneira;

N = número de peneiras consideradas.

O fluxograma de ensaio é o seguinte:



ANEXO B

**APRESENTAÇÃO DOS QUADROS COM OS RESULTADOS
DOS ENSAIOS REALIZADOS**

QUADRO - B.1 - RESULTADO DA ANÁLISE QUÍMICA

Jazida - POMERODE

Elementos	Amostras				Média	Sd	Kr	Ki
	1	4	7	10				
Al ₂ O ₃	1,79	8,1	9,21	8,74	6,96	3,48	8,93	12,47
Fe ₂ O ₃	4,66	2,59	5,72	4,29	4,32	1,30		
SiO ₂	48,59	50,32	50,03	55,27	51,05	2,91		
CaO	2,04	1,47	1,73	1,85	1,77	0,24		
MgO	1,33	0,75	1,42	1,12	1,16	0,30		
TiO ₂	1,00	0,45	1,05	1,00	0,88	0,28		

Jazida - BRUSQUE

Elementos	Amostras				Média	Sd	Kr	Ki
	1	7	11	16				
Al ₂ O ₃	1,70	8,43	8,55	7,94	6,66	3,31	12,02	14,34
Fe ₂ O ₃	2,14	1,89	2,52	1,49	2,01	0,43		
SiO ₂	58,17	52,59	62,45	51,42	56,16	5,13		
CaO	0,67	0,77	0,88	0,49	0,70	0,17		
MgO	0,29	0,25	0,29	1,87	0,68	0,80		
TiO ₂	0,73	0,00	1,02	0,48	0,56	0,43		

Jazida - BLUMENAU

Elementos	Amostras				Média	Sd	Kr	Ki
	3	10	13	15				
Al ₂ O ₃	8,50	8,83	10,39	9,37	9,27	0,83	7,95	9,43
Fe ₂ O ₃	1,44	3,54	4,59	1,24	2,70	1,63		
SiO ₂	62,90	49,24	44,09	48,45	51,42	8,62		
CaO	1,68	1,78	2,73	1,22	1,85	0,63		
MgO	0,45	2,52	1,38	0,25	1,15	1,04		
TiO ₂	0,075	0,618	1,100	0,110	0,48	0,48		

Kr = $\text{SiO}_2 / (\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$

Ki = $\text{SiO}_2 / \text{Al}_2\text{O}_3$

Sd = Desvio Padrão

QUADRO B.2 - JAZIDA - POMERODE
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Amostra Ensaio	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Média	Sd	Cv(%)
E.A.	33,5	30,0	58,9	32,8	56,5	50,0	47,3	33,5	34,3	54,0	49,9	20,0	43,7	10,9	25,0
L.L.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			
L.P.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			
I.P.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			

Granulometria - Peneiramento (%)															
Amostra Peneira	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Média	Sd	Cv
1 ½	100,0	100,0	100,0	95,0	95,8	100,0	100,0	100,0	100,0	91,3	100,0	100,0	98,6	2,8	2,8
1	95,4	100,0	99,0	95,0	93,3	100,0	100,0	100,0	97,5	86,7	97,9	100,0	97,1	4,0	4,1
¾	95,4	100,0	97,1	95,0	91,6	100,0	100,0	100,0	97,5	82,1	97,9	100,0	96,1	5,3	5,6
½	90,0	99,0	94,3	93,6	84,4	98,8	98,7	99,2	97,0	75,5	95,9	100,0	93,3	7,5	8,0
¼	86,7	98,5	91,7	92,0	81,4	98,8	98,2	99,0	96,2	73,2	95,1	99,8	91,9	8,3	9,1
4	75,0	95,0	76,4	83,4	68,4	97,1	94,1	94,8	93,1	65,8	81,5	97,6	84,1	11,5	13,6
10	57,8	81,5	48,2	68,7	51,6	82,4	77,8	78,2	80,3	54,9	57,9	86,5	67,2	13,3	19,8
40	29,2	46,7	21,6	45,6	31,1	49,9	44,7	46,1	49,3	31,5	30,9	58,3	38,8	10,0	25,7
100	15,9	30,4	11,3	29,5	17,2	27,7	24,9	28,0	29,1	18,8	18,7	43,0	22,9	6,6	29,0
200	10,5	24,1	7,1	21,8	12,3	20,3	18,2	19,7	23,2	14,1	13,8	36,1	16,8	5,6	33,3

E.A. = Equivalente de Areia

L.P. = Limite de Plasticidade

L.L. = Limite de Liquidez

I.P. = Índice de Plasticidade

Sd = Desvio Padrão

Cv = Coeficiente de Variação, em %

QUADRO B.3 - JAZIDA - BRUSQUE
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Amostra Ensaio	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	Média	Sd	Cv
E.A.	61,1	62,2	77,5	54,4	73,0	66,0	58,1	50,3	65,5	50,3	71,4	66,1	62,4	66,3	51,1	56,0	32,4	60,2	10,7	17,8
L.L.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			
L.P.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			
I.P.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			

Granulometria - Peneiramento (%)

Amostra Peneira	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	Média	Sd	Cv
1	98,4	100	100	100	100	100	100	100	97,5	100	100	91,6	100	100	100	96,7	100	98,8	2,3	2,3
¾	94,0	92,6	97,3	100	99,4	100	97,2	99,4	95,2	97,8	93,3	86,3	100	98,1	99,0	95,7	100	96,8	3,7	3,8
½	86,2	84,2	80,3	98,7	91,1	96,7	90,2	92,9	87,9	93,8	80,1	77,9	95,9	85,3	90,9	85,4	95,9	89,0	6,3	7,1
¼	79,6	78,8	69,6	94,9	85,7	91,8	86,3	87,7	82,3	89,3	70,7	72,2	91,8	77,5	83,6	79,6	93,5	83,2	8,0	9,7
4	60,8	58,1	44,0	74,1	61,4	72,1	70,5	61,0	60,1	67,9	47,2	52,6	65,7	50,4	59,0	54,1	72,8	60,7	9,1	14,9
10	38,7	38,1	26,3	49,2	34,8	45,6	49,5	36,8	36,3	42,4	27,3	34,1	38,0	28,1	36,3	30,2	47,8	37,6	7,4	19,6
40	17,4	17,2	11,0	26,2	12,7	17,4	22,5	18,9	14,9	20,2	11,4	15,8	17,1	12,9	19,0	13,6	28,5	17,5	4,9	27,9
100	10,1	10,4	6,2	16,5	6,4	8,5	12,5	13,5	8,2	14,2	6,2	9,1	11,1	7,8	13,9	8,6	21,8	10,9	4,2	38,1
200	7,7	7,8	5,0	11,7	4,4	5,2	9,4	11,4	5,6	12,2	4,8	7,2	9,0	5,5	12,1	6,7	19,5	8,5	3,9	46,0

E.A. = Equivalente de Areia

L.P. = Limite de Plasticidade

L.L. = Limite de Liquidez

I.P. = Índice de Plasticidade

Sd = Desvio Padrão

Cv = Coeficiente de Variação, em %

QUADRO B.4 - JAZIDA : BLUMENAU
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Amostra Ensaio	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Média	Sd	Cv	
E.A.	48,0	21,1	53,7	44,2	41,1	61,6	50,9	25,6	50,6	40,4	25,3	54,7	24,5	16,7	16,8	24,2	28,4	12,5	35,8	15,7	44,0	
L.L.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			
L.P.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			
I.P.	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP			

Granulometria - Peneiramento (%)																					
Amostra Peneira	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Média	Sd	Cv
¾	85,7	93,0	92,9	99,3	91,5	100	100	96,4	99,0	91,0	98,1	99,3	94,8	99,0	100	100	100	100	96,7	4,2	4,4
½	82,5	89,7	85,9	97,1	83,1	98,2	99,4	94,9	98,0	89,2	94,7	98,0	92,6	97,6	100	99,7	98,2	99,3	94,3	5,8	6,2
⅓	81,4	88,5	80,6	96,0	75,6	97,2	99,1	92,9	97,9	86,6	92,7	96,4	92,3	97,2	100	99,3	96,7	99,3	92,8	7,3	7,9
4	75,8	85,4	63,2	88,0	55,9	94,2	97,2	87,7	94,8	79,7	86,6	88,0	89,7	94,5	99,7	96,5	88,2	97,5	86,8	11,8	13,6
10	68,8	81,1	47,3	75,4	42,0	85,5	86,3	81,5	88,8	71,8	76,7	74,5	82,0	86,4	94,5	91,4	72,4	91,3	77,6	14,1	18,2
40	51,8	69,1	29,1	49,6	28,9	58,1	57,6	66,0	61,9	57,7	54,2	48,1	58,6	62,6	71,7	74,4	42,4	77,5	56,6	13,7	24,1
100	33,6	48,5	17,2	30,0	16,9	30,8	28,6	44,3	31,2	34,8	33,2	21,3	28,9	35,6	40,9	42,5	20,6	60,2	33,3	11,2	33,6
200	24,0	38,0	11,8	21,9	13,2	22,2	18,3	34,1	21,6	23,7	23,1	16,2	18,3	24,8	27,0	32,4	11,1	50,6	24,0	9,9	41,1

E.A. = Equivalente de Areia

L.P. = Limite de Plasticidade

L.L. = Limite de Liquidez

I.P. = Índice de Plasticidade

Sd = Desvio Padrão

Cv = coeficiente de Variação, em %

Quadro B.5a - Influência da recompactação na granulometria dos agregados (Peneiramento)
Jazida: POMERODE

Granulometria - Normal (%)															
Amostra Peneira	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Média	S	Cv
1 1/2	100	100	100	95,0	95,8	100	100	100	100	91,3	100	100	98,6	2,8	2,8
1	95,4	100	99,0	95,0	93,3	100	100	100	97,5	86,7	97,9	100	97,1	4,0	4,1
3/4	95,4	100	97,1	95,0	91,6	100	100	100	97,5	82,1	97,9	100	96,1	5,3	5,6
1/2	90,0	99,0	94,3	93,6	84,4	98,8	98,7	99,2	97,0	75,5	95,9	100	93,3	7,5	8,0
3/8	86,7	98,5	91,7	92,0	81,4	98,8	98,2	99,0	96,2	73,2	95,1	99,8	91,9	8,3	9,1
4	75,0	95,0	76,4	83,4	68,4	97,1	94,1	94,8	93,1	65,8	81,5	97,6	84,1	11,5	13,6
10	57,8	81,5	48,2	68,7	51,6	82,4	77,8	78,2	80,3	54,9	57,9	86,5	67,2	13,3	19,8
40	29,2	46,7	21,6	45,6	31,1	49,9	44,7	46,1	49,3	31,5	30,9	58,3	38,8	10,0	25,7
100	15,9	30,4	11,3	29,5	17,2	27,7	24,9	28,0	29,1	18,8	18,7	43,0	22,9	6,6	29,0
200	10,5	24,1	7,1	21,8	12,3	20,3	18,2	19,7	23,2	14,1	13,8	36,1	16,8	5,6	33,3
Granulometria - Após a 1ª Compactação (%)															
1/2	98,0	99,2	96,7	98,4	91,3	100	99,6	99,7	99,6	96,0	98,0	100	97,9	2,5	2,6
3/8	93,7	98,6	93,6	97,3	86,4	99,6	99,1	99,0	99,3	92,6	94,9	99,1	95,8	4,1	4,3
4	79,5	95,7	71,0	90,3	67,0	95,9	93,0	93,9	96,1	83,3	83,7	97,8	86,3	10,3	12,0
10	62,0	80,3	45,2	72,9	46,8	78,4	74,5	77,9	82,4	70,3	60,8	87,8	68,3	13,0	19,0
40	37,2	45,0	22,6	50,0	29,7	50,6	44,0	50,0	53,6	42,7	34,7	60,9	41,8	9,8	23,4
100	23,4	23,3	13,7	33,6	18,3	29,9	25,8	32,6	33,6	25,5	21,8	44,0	26,1	6,5	24,8
200	17,7	22,9	9,3	26,1	13,2	21,7	18,8	24,3	23,6	19,3	16,7	33,1	19,4	5,1	26,0
Granulometria - Após a 1ª Recompactação (%)															
1/2	96,5	99,7	97,1	98,8	96,8	100	100	100	100	96,8	99,2	100	97,9	2,5	2,6
3/8	94,0	99,5	94,6	97,6	92,5	99,6	99,8	99,9	99,1	93,2	96,7	99,4	95,8	4,1	4,3
4	80,6	96,3	84,1	88,4	78,5	97,4	95,9	96,4	94,3	81,5	85,6	97,0	86,3	10,3	12,0
10	62,9	84,4	63,3	74,5	62,6	86,2	82,5	85,1	81,5	68,0	66,2	88,4	68,3	13,0	19,0
40	39,5	51,1	34,8	51,5	42,0	60,1	52,2	57,4	55,3	42,6	38,7	62,6	41,8	9,8	23,4
100	24,9	33,4	20,3	34,4	26,0	36,7	30,4	36,3	36,5	26,5	23,7	46,9	26,1	6,5	24,8
200	19,3	26,3	14,1	25,5	18,6	27,2	22,3	25,7	28,6	19,6	16,8	39,0	19,4	5,1	26,0
Granulometria - Após a 2ª Recompactação (%)															
1/2	97,2	100	95,8	98,8	99,5	100	99,6	100	98,8	97,9	100	99,3	98,9	1,4	1,4
3/8	93,7	99,5	91,7	98,0	96,4	99,2	99,3	99,5	98,5	96,3	97,6	99,3	97,2	2,6	2,7
4	80,1	96,9	76,2	91,4	84,5	96,9	96,3	95,6	96,2	86,5	85,3	96,5	89,6	7,5	8,3
10	62,8	85,4	52,4	75,9	65,9	87,0	81,9	82,5	85,5	73,9	59,8	85,4	73,9	12,0	16,2
40	40,5	52,3	27,9	52,8	43,2	61,0	51,9	56,1	59,1	47,0	34,0	60,7	47,8	10,5	21,9
100	25,7	33,5	17,2	35,0	27,4	36,5	30,9	36,9	38,0	28,6	21,8	45,5	30,1	6,7	22,3
200	18,5	25,6	13,3	26,3	18,5	26,6	22,6	26,0	27,2	19,3	16,2	35,9	21,8	4,9	22,3
Granulometria - Após a 3ª Recompactação (%)															
1/2	96,5	100	98,9	99,2	93,7	100	99,6	100	99,9	96,2	98,7	100	98,4	2,1	2,1
3/8	93,5	99,5	97,7	98,0	89,3	99,9	99,4	99,9	99,6	93,6	97,4	100	97,1	3,5	3,6
4	77,7	97,4	87,6	91,6	75,3	98,0	95,8	97,8	96,8	84,0	85,9	98,5	89,8	8,3	9,2
10	61,6	87,4	67,6	77,6	59,0	89,3	83,4	87,2	87,0	72,6	66,4	92,2	76,3	11,3	14,8
40	40,2	54,7	39,0	54,1	40,0	64,9	54,8	61,9	61,4	47,3	40,0	66,1	50,8	9,9	19,4
100	26,0	36,2	24,3	36,5	25,7	40,1	33,3	41,0	40,3	35,9	25,5	48,3	33,2	6,6	19,8
200	19,7	28,9	18,5	26,5	18,8	28,6	23,3	31,3	29,2	29,4	20,0	40,1	24,9	4,9	19,8

Quadro B.5b - Influência da recompactação na granulometria dos agregados (Sedimentação)
Jazida: POMERODE

Granulometria por sedimentação - Normal		
Peneira	Amostra A	Amostra B
3/4	97,4	100,0
3/8	89,5	99,7
4	75,5	96,8
10	56,5	84,5
16	52,3	80,6
30	39,8	65,7
40	33,7	57,9
50	28,9	51,4
100	17,9	35,9
200	10,2	25,1
0,076	8,7	17,2
0,053	8,2	15,2
0,038	6,5	12,4
0,028	3,8	9,5
0,020	3,4	7,2
0,015	1,6	3,0
0,010	0,3	0,5
0,0073	0,3	0,5
0,052	0,3	0,5
0,0036	0,3	0,5
0,0024	0,3	0,5

Granulometria por sedimentação - Após a 3ª Compactação		
Peneira	Amostra A	Amostra B
3/4	100,0	100,0
3/8	97,2	99,5
4	88,6	96,8
10	72,3	88,4
16	66,0	83,9
30	55,1	73,0
40	48,4	66,3
50	43,0	59,9
100	29,4	43,2
200	19,4	30,7
0,072	16,3	21,6
0,051	12,4	20,1
0,037	10,2	18,6
0,027	7,9	14,0
0,019	6,3	11,7
0,014	4,6	9,5
0,010	2,9	7,2
0,0070	1,2	5,7
0,0050	0,5	3,5
0,0035	-	1,2

Quadro B.6a - Influência da recompactação na granulometria dos agregados (Peneiramento)
Jazida: BRUSQUE

Granulometria - Normal (%)																				
Amostra Peneira	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	Média	S	Cv
1	98,4	100	100	100	100	100	100	100	97,5	100	100	91,6	100	100	100	96,7	100	98,8	2,3	2,3
3/4	94,0	92,6	97,3	99,4	100	97,2	99,4	99,4	95,2	97,8	93,3	86,3	100	98,1	99,0	95,7	100	96,8	3,7	3,8
1/2	86,2	84,2	80,3	91,1	96,7	90,2	92,9	92,9	87,9	93,8	80,1	77,9	95,9	85,3	90,9	85,4	95,9	89,0	6,3	7,1
3/8	79,6	78,8	69,6	85,7	94,9	86,3	87,7	87,7	82,3	89,3	70,7	72,2	91,8	77,5	83,6	79,6	93,5	83,2	8,0	9,7
4	60,8	58,1	44,0	61,4	74,1	72,1	70,5	61,0	60,1	67,9	47,2	52,6	65,7	50,4	59,0	54,1	72,8	60,7	9,1	14,9
10	38,7	38,1	26,3	34,8	49,2	45,6	49,5	36,8	36,3	42,4	27,3	34,1	38,0	28,1	36,3	30,2	47,8	37,6	7,4	19,6
40	17,4	17,2	11,0	12,7	26,2	17,4	22,5	18,9	14,9	20,2	11,4	15,8	17,1	12,9	19,0	13,6	28,5	17,5	4,9	27,9
100	10,1	10,4	6,2	6,4	16,5	8,5	12,5	13,5	8,2	14,2	6,2	9,1	11,1	7,8	13,9	8,6	21,8	10,9	4,2	38,1
200	7,7	7,8	5,0	4,4	11,7	5,2	9,4	11,4	5,6	12,2	4,8	7,2	9,0	5,5	12,1	6,7	19,5	8,5	3,9	46,0
Granulometria - Após 1ª Compactação (%)																				
1/2	96,2	94,7	93,7	99,1	95,2	96,7	96,8	97,9	97,0	98,2	97,5	94,3	97,3	98,4	98,0	98,5	99,7	97,0	1,7	1,8
3/8	90,8	87,8	87,2	97,2	89,4	90,1	90,5	95,2	94,3	96,5	93,3	88,0	94,9	93,1	95,3	94,8	98,7	92,8	3,5	3,8
4	73,7	65,4	64,9	78,2	69,1	65,6	70,3	74,9	78,9	82,3	75,0	63,1	72,7	77,7	76,7	75,3	87,5	73,6	6,6	9,0
10	52,2	43,5	41,8	53,2	44,1	41,4	48,6	48,8	57,0	58,7	51,4	40,8	44,7	56,7	53,1	50,9	67,6	50,3	7,2	14,4
40	26,2	21,0	18,7	31,4	19,0	19,1	23,6	26,3	27,8	30,9	22,9	20,4	21,5	30,4	30,4	26,9	41,9	25,8	6,1	23,5
100	16,1	13,3	10,9	22,2	9,8	10,4	13,7	18,1	17,0	20,9	12,2	12,1	13,6	18,5	22,3	17,1	22,1	16,3	5,2	31,8
200	12,9	10,9	8,6	18,4	7,3	7,5	10,1	14,7	13,4	17,0	8,9	9,0	10,6	14,6	19,4	14,3	24,5	13,1	4,7	36,2
Granulometria - Após 1ª Recompactação (%)																				
1/2	98,0	95,5	97,7	99,5	97,0	97,2	98,3	97,8	99,3	99,2	98,5	95,5	99,2	98,8	99,8	96,9	99,2	98,1	1,3	1,3
3/8	94,8	91,5	91,7	98,1	93,1	93,0	95,0	94,8	96,0	96,9	93,2	91,3	96,7	96,2	98,2	92,3	97,3	94,7	2,3	2,5
4	74,7	70,8	70,7	86,5	74,6	76,5	76,5	76,2	81,1	80,2	72,4	68,8	70,4	70,3	83,7	65,8	78,9	75,6	5,5	7,2
10	52,0	49,1	49,0	64,3	51,1	57,1	54,3	51,1	56,6	56,2	48,3	46,6	41,8	51,4	58,7	43,1	54,6	52,1	5,7	10,9
40	27,4	24,5	33,4	37,9	24,0	29,3	28,2	27,4	28,7	31,4	23,8	24,8	21,7	27,0	32,9	22,9	33,9	28,2	4,5	15,9
100	16,8	14,9	13,2	26,2	12,6	15,2	16,4	18,8	17,2	21,8	13,4	15,1	14,4	17,2	23,0	14,3	24,7	17,4	4,2	23,9
200	13,0	11,3	9,5	20,3	9,1	10,5	12,5	14,8	13,1	17,9	10,4	11,3	11,4	12,6	18,9	10,7	20,8	13,4	3,8	28,2
Granulometria - Após 2ª Recompactação (%)																				
3/8	93,9	95,2	93,6	94,4	95,9	96,9	96,0	96,8	95,5	96,0	94,0	95,1	97,3	97,2	99,5	98,4	98,6	96,4	1,8	1,9
4	76,6	80,4	75,2	89,1	80,9	81,1	70,2	85,6	80,7	81,4	76,6	78,6	79,9	80,9	89,4	86,7	86,1	81,7	4,2	5,2
10	55,8	59,1	52,8	66,7	58,6	59,7	59,0	62,8	60,0	57,4	55,3	58,1	53,2	59,1	67,7	65,0	63,6	59,6	4,3	7,3
40	30,9	30,7	26,2	40,2	28,2	30,2	30,8	36,3	32,7	32,4	27,3	30,6	27,9	32,6	39,2	36,1	39,9	32,5	4,4	13,6
100	19,5	19,2	14,7	27,8	14,8	17,0	18,2	25,7	20,0	22,3	16,1	18,5	18,4	20,5	26,3	23,0	29,3	20,7	4,4	21,4
200	15,7	15,1	11,3	23,1	10,3	12,3	14,0	21,9	15,1	18,7	12,3	13,8	14,5	16,1	21,0	18,2	25,4	16,4	4,4	26,8
Granulometria - Após 3ª Recompactação (%)																				
1/2	99,2	98,5	97,7	99,7	99,3	99,0	98,8	98,8	99,2	99,1	98,9	98,6	99,6	99,6	99,8	100	99,6	99,1	0,6	0,6
3/8	96,5	95,4	94,6	98,5	97,5	97,2	96,9	98,0	96,9	98,3	97,1	96,4	98,9	98,0	99,2	99,0	99,3	97,5	1,3	1,4
4	84,0	80,7	78,2	88,1	81,6	84,6	85,1	88,2	83,3	88,5	85,3	82,0	88,2	85,2	90,2	88,4	90,2	85,4	3,5	4,1
10	65,2	58,7	56,1	66,5	57,2	63,0	65,0	67,4	63,0	66,5	64,5	60,8	62,3	63,4	69,3	65,6	68,9	63,7	3,8	6,0
40	35,5	28,9	28,6	40,6	26,2	32,7	33,7	39,5	34,7	36,7	33,3	31,8	30,5	35,5	40,4	36,0	42,7	34,5	4,6	13,3
100	21,2	17,8	17,1	29,1	14,6	18,9	20,3	27,8	22,0	26,0	19,7	18,5	19,6	21,0	28,7	22,6	31,2	22,1	4,8	21,6
200	18,6	15,5	12,9	24,9	11,7	14,8	16,5	23,0	18,1	22,5	15,0	15,6	16,9	17,5	25,8	19,4	27,4	18,6	4,6	24,7

Quadro B.6b - Influência da recompactação na granulometria dos agregados (Sedimentação)
Jazida: BRUSQUE

Granulometria por sedimentação - Normal							
Peneira	Amostra 1	Peneira	Amostra 7	Peneira	Amostra 11	Peneira	Amostra 16
3/4	100,0	3/4	100,0	3/4	100,0	3/4	100,0
3/8	82,8	3/8	86,4	3/8	94,1	3/8	87,1
4	68,9	4	70,7	4	80,7	4	72,3
10	49,4	10	50,1	10	54,0	10	50,9
16	38,5	16	40,7	16	41,8	16	40,6
30	24,7	30	27,8	30	26,5	30	28,4
40	19,5	40	22,4	40	20,8	40	23,9
50	16,0	50	18,6	50	16,6	50	20,2
100	10,1	100	11,8	100	9,7	100	13,1
200	6,7	200	8,0	200	6,1	200	8,6
0,076	5,0	0,073	7,9	0,076	4,9	0,074	7,3
0,054	4,3	0,053	4,9	0,053	4,2	0,053	6,1
0,038	3,6	0,037	4,3	0,038	3,3	0,038	4,6
0,027	2,9	0,027	3,4	0,027	2,6	0,027	3,4
0,020	2,3	0,019	2,5	0,020	2,3	0,019	3,1
0,014	1,8	0,014	2,2	0,014	1,9	0,014	2,5
0,010	1,5	0,010	1,7	0,010	1,6	0,010	1,9
0,0071	0,8	0,0071	1,3	0,0069	0,7	0,0071	1,3
		0,0050	0,7			0,0051	0,7

Granulometria por sedimentação - Após a 3ª Recompactação							
Peneira	Amostra 01	Peneira	Amostra 07	Peneira	Amostra 11	Peneira	Amostra 16
3/4	100,0	3/4	100,0	3/4	100,0		100,0
3/8	94,4	3/8	95,0	3/8	92,7	3/8	97,5
4	83,5	4	81,6	4	75,2	4	87,9
10	65,5	10	62,7	10	53,7	10	67,6
16	55,7	16	53,5	16	43,0	16	59,2
30	42,2	30	40,2	30	30,6	30	46,9
40	35,8	40	34,0	40	25,5	40	41,0
50	30,8	50	29,2	50	21,9	50	36,1
100	21,8	100	20,3	100	15,9	100	26,2
200	16,4	200	14,9	200	12,0	200	19,8
0,074	14,1	0,074	12,2	0,073	9,9	0,071	16,6
0,052	12,1	0,052	10,3	0,052	8,7	0,051	14,4
0,037	10,5	0,037	9,8	0,037	7,2	0,036	12,6
0,027	8,9	0,027	8,4	0,027	6,0	0,027	10,4
0,019	7,4	0,0189	6,5	0,019	5,2	0,019	9,0
0,014	6,3	0,014	4,6	0,014	4,4	0,014	7,7
0,010	4,8	0,010	3,1	0,010	3,6	0,010	5,9
0,0071	1,7	0,0071	1,8	0,0070	2,4	0,0070	4,6
0,0051	1,1	0,0051	0,8	0,0050	2,0	0,0050	3,7
				0,0035	1,3	0,0035	2,3
				0,0025	0,9	0,0025	1,0

Quadro B.7b - Influência da recompactação na granulometria dos agregados (Sedimentação)
Jazida: BLUMENAU

Granulometria por sedimentação - Normal (%)							
Peneira	Amostra 3	Peneira	Amostra 10	Peneira	Amostra 13	Peneira	Amostra 15
3/4	100,0	3/4	99,3	3/4	100,0	3/4	100,0
3/8	93,8	3/8	92,8	3/8	98,8	3/8	99,9
4	84,2	4	85,4	4	98,1	4	99,6
10	71,8	10	75,9	10	96,2	10	98,8
16	64,0	16	72,3	16	85,7	16	95,7
30	49,8	30	62,7	30	64,8	30	85,4
40	41,4	40	55,3	40	54,5	40	76,4
50	35,3	50	47,9	50	45,1	50	66,7
100	20,9	100	26,8	100	24,2	100	41,8
200	12,1	200	13,5	200	14,2	200	24,6
0,074	10,3	0,072	13,0	0,074	10,9	0,070	21,1
0,053	7,7	0,051	9,4	0,052	8,7	0,052	15,2
0,038	5,5	0,037	5,4	0,037	7,2	0,037	11,7
0,027	4,2	0,027	3,4	0,027	5,8	0,027	8,1
0,020	2,9	0,019	2,4	0,019	4,3	0,019	6,4
0,014	2,1	0,014	0,9	0,014	3,5	0,014	4,6
0,010	1,6			0,010	2,8	0,010	4,0
0,0071	0,8			0,0069	1,3	0,0071	3,4
						0,0050	2,8
						0,0035	2,1
						0,0025	0,9
Granulometria por sedimentação - Após a 3ª Recompactação (%)							
Peneira	Amostra 3	Peneira	Amostra 10	Peneira	Amostra 13	Peneira	Amostra 15
3/4	100,0	3/4	100,0	3/4	100,0		
3/8	97,2	3/8	97,7	3/8	99,4	3/8	100,0
4	90,8	4	94,8	4	98,8	4	99,8
10	78,4	10	88,5	10	97,3	10	98,9
16	73,5	16	85,1	16	91,9	16	96,1
30	63,3	30	78,0	30	81,1	30	88,9
40	57,5	40	72,5	40	74,6	40	82,6
50	51,8	50	66,3	50	67,0	50	75,2
100	37,1	100	47,3	100	43,5	100	52,8
200	25,5	200	32,0	200	27,1	200	34,5
0,070	19,6	0,068	25,4	0,070	18,9	0,070	28,6
0,051	16,3	0,047	21,0	0,050	16,2	0,050	22,8
0,036	13,0	0,033	16,5	0,035	14,8	0,036	19,0
0,027	9,7	0,025	13,2	0,026	12,1	0,027	15,1
0,019	7,5	0,018	9,3	0,018	9,3	0,019	13,2
0,014	6,4	0,013	7,0	0,014	8,0	0,014	11,3
0,010	5,3	0,09	5,4	0,009	5,2	0,010	9,4
0,0071	3,6	0,0068	3,1	0,0068	3,8	0,0071	7,4
0,0051	2,4	0,0048	1,9	0,0049	3,0	0,0051	4,9
0,0036	1,3	0,0034	0,8	0,0034	2,3	0,0036	3,5
0,0026	0,8			0,0024	1,6	0,0026	2,8
				0,0014	0,8	0,0015	0,8

Quadro B.8 - RESUMO DA GRANULOMETRIA POR SEDIMENTAÇÃO

Jazida - POMERODE

Amostra	Normal		Após 3ª Recompactação	
	A	B	A	B
Pedregulho: Acima de 2,0 mm	43,5	15,5	27,7	11,6
Areia Grossa: 2,0 - 0,42 mm	22,8	26,6	23,9	22,1
Areia Fina: 0,42 - 0,05 mm	25,7	42,9	36,6	44,3
Silte: 0,05 - 0,005 mm	7,7	14,5	11,0	15,5
Argila: abaixo de 0,005 mm	0,3	0,5	0,8	3,5

Jazida - BLUMENAU

Amostra	Normal				Após 3ª Recompactação			
	03	10	13	15	03	10	13	15
Pedregulho: Acima de 2,0 mm	28,2	24,1	3,8	1,2	21,6	11,5	2,7	1,1
Areia Grossa: 2,0 - 0,42 mm	30,4	20,6	41,7	22,4	20,9	16,0	22,7	16,3
Areia Fina: 0,42 - 0,05 mm	34,4	46,3	45,9	61,6	41,4	50,1	58,4	59,8
Silte: 0,05 - 0,005 mm	7,0	9,0	8,6	12,0	13,9	20,4	13,1	17,9
Argila: Abaixo de 0,005 mm	0,0	0,0	0,0	2,8	2,2	2,0	3,1	4,9

Jazida - BRUSQUE

Amostra	Normal				Após 3ª Recompactação			
	01	07	11	16	01	07	11	16
Pedregulho: Acima de 2,0 mm	50,6	49,9	46,0	49,1	34,5	37,3	46,3	32,4
Areia Grossa: 2,0 - 0,42 mm	29,9	27,7	33,2	27,0	29,7	28,7	28,2	26,6
Areia Fina: 0,42 - 0,05 mm	15,5	16,4	16,6	17,9	23,8	22,4	17,0	27,0
Silte: 0,05 - 0,005 mm	4,0	5,3	4,2	5,4	10,9	10,8	6,5	10,3
Argila: Abaixo de 0,005 mm	0,0	0,7	0,0	0,6	1,1	0,8	2,0	3,7

Quadro B.9 - Influência da recompactação na M.E.A.S. e ISC do material
Jazida: POMERODE

Resultados dos ensaios - 1ª Compactação															
Amostra Ensaio	01	02	03	03	05	06	07	08	09	10	11	12 *	Média	Sd	Cv (%)
h ót (1)	9,3	11,1	9,6	9,9	8,3	11,0	10,2	9,9	11,3	9,5	9,5	15,1	10,0	0,9	8,9
γ. máx.	2070	1940	2050	1980	2090	1990	2040	2050	2010	2130	2070	1840	2040	54,9	2,7
ISC	74,0	35,0	52,0	35,0	62,0	29,0	45,0	36,0	37,0	52,0	88,0	24,0	49,5	18,6	37,5
Expansão	0,1	0,2	0,0	0,3	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,0	0,0	0,9	0,1	0,1	111,0
Resultados dos ensaios - 1ª Recompactação															
h ót (1)	8,3	10,3	8,3	10,2	7,5	9,7	9,2	9,6	10,7	8,3	8,9	12,3	9,2	1,0	11,0
γ. máx.	2120	2000	2120	2040	2110	2020	2080	2080	2050	2120	2050	1910	2070	45,1	2,2
ISC	70,0	36,0	90,0	31,0	72,0	44,0	48,0	51,0	30,5	69,0	44,0	16,0	53,2	19,4	36,4
Expansão	0,1	0,4	0,0	0,3	0,0	0,1	0,1	0,4	0,5	0,1	0,0	1,4	0,2	0,2	100,0
Resultados dos ensaios - 2ª Recompactação															
h ót (1)	8,8	8,5	7,6	9,5	8,3	9,0	8,7	9,3	8,7	8,4	8,6	12,8	8,7	0,5	5,9
γ. máx.	2100	1990	2100	2050	2080	2030	2140	2060	2110	2020	2090	1890	2070	45,2	2,2
ISC	84,0	46,0	54,0	40,0	45,0	38,0	52,0	40,0	37,5	64,0	76,0	15,3	52,4	15,9	30,3
Expansão	0,0	0,6	0,0	0,7	0,1	0,4	0,1	0,6	1,0	0,1	0,1	2,0	0,3	0,3	100,0
Resultados dos ensaios - 3ª Recompactação															
h ót (1)	8,5	11,5	9,0	8,8	8,2	9,7	9,5	9,3	10,5	8,4	9,7	11,7	9,4	1,0	10,4
γ. máx.	2140	1990	2130	2050	2090	2060	2070	2100	2080	2140	2070	2010	2080	44,8	2,1
ISC	70,0	33,5	80,0	44,0	47,0	43,0	56,0	46,0	28,5	57,0	62,0	13,5	51,5	15,3	29,7
Expansão	0,1	0,7	0,0	0,8	0,1	0,4	0,1	0,6	0,8	0,1	0,0	2,4	0,3	0,3	100,0
E.A.	24,3			19,3						24,1			22,6	2,8	12,5

Obs: A amostra 12 ficou fora das análises estatísticas, pois o valor da expansão após a 2ª Recompactação ficou > 2%.

(1) hót = Umidade Ótima, em %

(2) γmáx = Massa Específica Aparente Máxima Sêca, em Kg/m³

Expansão = Expansibilidade, em %

Sd = Desvio Padrão

Cv = Coeficiente de Variação, em %

ISC = Índice de Suporte Califórnia, em %

Quadro B.10 - Influência da recompactação na M.E.A.S. e ISC do material
Jazida BRUSQUE

Resultado dos ensaios - 1ª Compactação																				
Amostra Ensaio	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	Média	Sd	Cv (%)
h.ót (1)	9,8	10,5	12,1	11,4	11,8	10,9	11,5	11,6	12,8	10,4	12,0	13,2	10,7	9,6	13,1	9,9	12,5	11,4	1,1	9,6
γ .máx. (2)	2030	2010	1930	1960	2020	2020	1980	1990	1970	1930	1920	1940	1980	1990	1900	1990	1920	1970	39,6	2,0
ISC	59,0	80,0	41,5	47,0	63,0	46,0	49,0	65,0	47,0	43,0	32,0	39,5	56,0	57,0	49,0	46,0	44,0	50,8	11,4	22,4
Expansão	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,02	0,05	250,0
Resultado dos ensaios - 1ª Recomcompactação																				
h.ót (1)	9,9	8,2	8,5	11,2	10,1	10,6	10,3	9,5	9,4	10,6	10,9	9,6	9,4	9,8	12,2	10,7	9,9	10,0	1,0	10,0
γ .máx. (2)	2020	2010	2060	1980	2010	2010	2000	1980	2000	1990	1980	2090	2040	1990	1950	1980	1970	2000	34,1	1,7
ISC	55,0	57,0	59,0	40,0	49,0	42,0	56,0	47,0	48,0	53,0	69,0	78,0	72,0	60,0	50,0	49,0	40,0	54,4	10,9	20,0
Expansão	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,2	0,3	0,06	0,10	166,7
Resultado dos ensaios - 2ª Recomcompactação																				
h.ót (1)	10,0	10,6	9,7	9,1	7,6	8,1	9,8	9,7	9,8	10,9	10,3	9,7	9,2	10,5	10,8	10,1	10,4	9,8	0,9	9,2
γ .máx. (2)	2010	2070	2040	2010	2020	2000	2020	1990	2020	1990	2060	2030	2050	1990	1920	2000	1980	2010	34,9	1,7
ISC	50,0	66,0	54,0	24,5	59,0	52,0	57,0	44,0	54,0	36,0	66,0	59,0	104,0	57,0	38,0	42,0	28,5	52,4	18,0	34,4
Expansão	0,1	0,1	0,0	0,6	0,0	0,2	0,1	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,5	0,3	0,7	0,18	0,23	127,8
Resultado dos ensaios - 3ª Recomcompactação																				
h.ót. (1)	8,5	9,8	9,0	9,5	9,6	9,3	10,1	9,1	9,4	10,0	9,1	8,7	8,9	9,4	11,2	10,3	10,4	9,5	0,7	7,4
γ .máx. (2)	2040	2050	2050	2000	2060	2030	2030	2030	2040	2000	2060	2070	2040	2030	1940	1990	1980	2030	33,8	1,7
ISC	44,0	62,0	62,0	28,0	74,0	50,0	56,0	38,0	58,0	43,0	62,0	82,0	72,0	43,0	31,5	47,0	29,0	51,9	16,0	30,8
Expansão	0,1	0,0	0,0	0,6	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2	0,4	0,1	0,0	0,0	0,1	0,6	0,0	0,7	0,18	0,24	75,0
E.A.	27,6					30,9					30,0					24,3		28,2	2,9	10,5

(1) hót = Umidade ótima, em %

(2) γ máx. = Massa Específica Aparente Seca Máxima, em Kg/m³

Expansão = Expansibilidade, em %

Sd = Desvio Padrão

Cv = Coeficiente de Variação, em %

ISC = Índice de Suporte Califórnia

Quadro B.11 - Influência da recompactação na M.E.A.S e ISC do material
Jazida: BLUMENAU

Resultado dos ensaios - 1ª Compactação																					
Amostra Ensaio	01	02*	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16*	17	18*	Média	Sd	Cv (%)
h ót (1)	12,2	15,9	8,0	12,1	10,7	13,5	11,9	14,4	12,6	12,3	12,3	12,0	10,5	10,3	11,6	12,0	11,0	14,8	11,7	1,5	12,8
γ.máx (2)	1960	1810	2020	1950	2040	1970	1920	1920	2020	1990	1910	1910	1990	2000	1890	1900	1880	1820	1960	51	2,6
ISC	25,0	7,4	44,0	27,0	38,0	17,7	27,5	12,9	31,5	21,5	35,0	49,0	34,0	31,0	34,0	13,0	35,0	14,1	30,9	9,5	30,7
Expansão	0,3	2,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,2	0,5	0,1	0,3	0,1	0,0	0,1	0,1	0,1	1,4	0,0	2,2	0,14	0,14	100,0
Resultado dos ensaios - 1ª Recomacção																					
h ót (1)	12,3	14,6	10,2	11,5	7,7	12,2	11,3	12,5	9,9	10,5	12,2	11,2	12,3	10,3	12,2	11,7	10,3	13,4	11,1	1,3	11,7
γ.máx (2)	2020	1840	2030	2010	2110	2010	1960	2040	2000	1970	1920	1960	2030	2030	1880	1920	1890	1840	1990	61	3,1
ISC	25,0	3,5	39,0	36,0	38,0	22,8	29,0	12,5	30,0	15,9	28,5	33,5	35,0	30,0	39,0	6,1	51,0	5,3	31,0	9,7	31,3
Expansão	0,4	3,4	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1	1,1	0,1	0,4	0,2	0,0	0,0	0,2	0,1	2,2	0,0	2,6	0,22	0,27	122,7
Resultado dos ensaios - 2ª Recomacção																					
h ót (1)	13,1	14,3	9,0	9,5	8,4	11,4	11,1	13,1	11,8	11,0	10,8	11,1	11,8	10,2	11,1	10,8	10,3	14,2	10,9	1,3	11,9
γ.máx (2)	1990	1940	2030	2020	2060	2020	1960	2000	2000	2030	1940	1960	2010	2040	1860	1970	1910	1850	1990	53	2,7
ISC	15,0	4,6	45,0	34,0	40,0	25,0	36,0	9,6	42,0	17,7	32,0	42,0	33,0	30,0	28,0	6,3	50,0	6,8	32,0	11,5	35,9
Expansão	0,2	2,6	0,1	0,5	0,2	0,2	0,1	1,0	0,1	0,8	0,2	0,1	0,0	0,3	0,3	3,0	0,0	2,2	0,27	0,29	107,4
Resultado dos ensaios - 3ª Recomacção																					
h ót (1)	10,3	12,8	10,0	10,5	9,2	10,5	10,7	11,1	10,3	10,6	9,8	10,6	10,8	10,0	11,0	10,3	7,1	13,4	10,2	1,0	9,8
γ.máx (2)	2050	1920	2060	2020	2100	2040	1970	2070	1990	1990	1990	1940	2050	2050	1920	1970	1940	1880	2010	54	2,7
ISC	22,5	2,7	51,0	31,0	35,5	26,5	33,5	9,4	31,5	12,3	30,5	47,0	34,8	20,0	41,0	3,9	44,5	6,0	31,4	12,0	38,2
Expansão	1,2	4,0	0,1	0,6	0,3	0,4	0,2	1,7	0,2	1,0	0,4	0,1	0,2	0,2	0,3	3,1	0,2	3,0	0,47	0,47	100,0
E.A.			17,7							13,4			14,1		12,8						

As amostras 02, 16 e 18 ficaram fora das análises estatísticas, pois os valores da expansão ficaram acima de 2%

(1) hót = Umidade Ótima, em %

(2) γmáx = Massa Específica Aparente Máxima Seca, em Kg/m³

Expansão = Expansibilidade, em %

Sd = Desvio Padrão

Cv = Coeficiente de Variação

ISC = Índice de Suporte Califórnia

Quadro B.12 - Resultados dos Ensaios de Degradação de Washington e Abrasão Los-Angeles

Jazida	Amostra	Abrasão Los Angeles (%)	Degradação de Washington			
			Normal		Após Ensaio Los Angeles	
			H *	D **	H *	D **
Pomerode	A	43,3 (Faixa B)	6,1	35	2,6	63
	B	54,2 (Faixa C)	10,0	15	7,2	28
Brusque	01	62,7 (Faixa A)	12,8	6	1,7	74
	07	62,2 (Faixa A)	13,0	5	1,6	75
	11	56,0 (Faixa A)	13,3	4	1,1	82
	16	57,6 (Faixa A)	11,0	12	2,0	70
Blumenau	03	68,3 (Faixa A)	12,2	8	-	-
	05	51,5 (Faixa A)	8,1	24	-	-
	10	-	11,7	9	-	-

* H = Altura de sedimento na proveta, em polegadas;

** D = Degradação de Washington

Quadro B.13a - Influência do Ensaio de Molhagem e Secagem na granulometria
Jazida: POMERODE

Amostras Peneiras	Após 5º Ciclo		Após 10º Ciclo		Após 15º Ciclo		Após Compactação	
	A	B	A	B	A	B	A	B
1/2"	100	100	100	100	100	100	100	100
1/4"	52,2	52,9	52,5	52,7	53,0	52,5	82,5	80,9
nº 10	1,1	2,4	1,4	2,1	1,8	2,6	46,3	44,7
nº 40	0,2	0,3	0,2	0,4	0,3	0,4	20,5	20,0
nº 200	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2	5,9	5,8

Índice de Degradação - ID do Ensaio de Molhagem e Secagem				
Amostra	Após 5º Ciclo	Após 10º Ciclo	Após 15º Ciclo	Após Compactação
A	0,90	1,05	1,33	26,3
B	1,45	1,35	1,43	25,4

Obs.: A compactação foi realizada sobre a amostra que sofreu o processo de molhagem e secagem após o 15º ciclo.

A energia de compactação foi a correspondente ao Proctor Intermediário, feita em cilindro pequeno (935 cm³) e compactado em três camadas.

Quadro B.13b - Influência do Ensaio de Molhagem e Secagem na granulometria
Jazida: BLUMENAU

Amostras Peneiras	Após 5º ciclo			Após 10º ciclo			Após 15º ciclo			Após compactação			
	03	05	10	03	05	10	03	05	10	03	03	05	10
1/2	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1/4	50,8	50,8	51,2	50,9	52,0	50,8	51,5	51,8	52,2	83,2	83,2	81,7	75,9
10	1,0	0,8	1,1	1,7	1,1	1,3	2,1	1,2	1,7	47,6	47,6	38,7	36,6
40	0,5	0,3	0,5	0,7	0,3	0,5	0,7	0,4	0,8	26,4	26,4	19,1	17,8
200	0,3	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4	0,2	0,4	9,2	9,2	5,6	6,1

Índice de Degradação - ID do Ensaio de Molhagem e Secagem				
Amostra	Após 5º ciclo	Após 10º ciclo	Após 15º ciclo	Após compactação
03	0,65	0,93	1,18	29,1
05	0,53	0,90	0,90	23,8
10	0,78	0,73	1,28	21,6

Obs.: A compactação foi realizada sobre a amostra que sofreu o processo de molhagem e secagem após o 15º ciclo.

A energia de compactação foi a correspondente ao Proctor Intermediário, feita em cilindro pequeno (935 cm³) e compactado em três camadas.

Quadro B.13c - Influência do Ensaio de Molhagem e Secagem na granulometria
Jazida: BRUSQUE

Amostra Peneiras	Após 5º Ciclo				Após 10º Ciclo			
	01	07	11	16	01	07	11	16
1/2	100	100	100	100	100	100	100	100
1/4	53,2	53,7	51,9	51,1	52,4	52,5	52,2	51,3
10	1,2	1,2	1,8	0,7	1,5	1,3	1,5	1,0
40	0,2	0,4	0,2	0,1	0,3	1,2	0,2	0,2
200	0,1	0,3	0,1	0,0	0,1	1,0	0,0	0,1

Amostra Peneira	Após 15º Ciclo				Após Compactação			
	01	07	11	16	01	07	11	16
1/2	100	100	100	100	100	100	100	100
1/4	51,6	52,2	51,8	51,5	87,5	85,9	85,4	83,8
10	1,2	1,7	1,4	1,1	47,0	44,9	42,7	39,0
40	0,3	0,3	0,2	0,2	21,9	20,0	18,1	13,7
200	0,1	0,1	0,0	0,1	8,9	8,2	7,5	0,9

Índice de Degradação - ID do Ensaio de Molhagem e Secagem				
Amostra	Após 5º ciclo	Após 10º ciclo	Após 15º ciclo	Após compactação
01	1,18	1,08	0,8	28,8
07	1,40	1,50	1,08	27,3
11	1,00	0,98	0,85	25,9
16	0,48	0,65	0,73	21,9

Obs.: A compactação foi realizada sobre a amostra que sofreu o processo de molhagem e secagem após o 15º ciclo.

A energia de compactação foi a correspondente ao Proctor Intermediário, feita em cilindro pequeno (935 cm³) e compactado em três camadas.

QUADRO B.14 - MÓDULOS RESILIENTES
Jazida: POMERODE

Amostra	TIPO	M.E.A.S. *	Umidade	K1	K2	Umidade
1	Normal	2072	9,3%	1.730	0,45	ótima
		2016	7,3%	1.920	0,36	- 2%
		2028	11,3%	2.040	0,67	+ 2%
4	Normal	1984	9,9%	1.600	0,64	ótima
		1938	7,9%	1.650	0,45	- 2%
		1945	11,9%	1.580	0,70	+ 2%
10	Normal	2126	9,5%	1.900	0,66	ótima
		2090	7,5%	2.110	0,43	- 2%
		2015	11,5%	1.870	0,69	+ 2%
1	Após 3ª recompactação	2136	8,5%	2.900	0,53	ótima
		2110	6,5%	3.400	0,46	- 2%
		2034	10,5%	2.700	0,74	+ 2%
4	Após 3ª recompactação	2054	8,8%	2.200	0,45	ótima
		2018	6,8%	2.300	0,29	- 2%
		2012	10,8%	1.400	0,59	+ 2%
10	Após 3ª recompactação	2138	8,4%	2.320	0,56	ótima
		2118	6,4%	2.030	0,43	- 2%
		2072	10,45	2.030	0,79	+ 2%

Amostra	Umidade	Valores Médios		Desvio Padrão	
		K1	K2	K1	K2
Normal	ótima	1.743	0,58	150,4	0,12
	- 2%	1.893	0,41	231,2	0,05
	+ 2%	1.830	0,69	232,6	0,02
Após 3ª recompactação	ótima	2.473	0,51	374,3	0,06
	- 2%	2.577	0,39	725,7	0,09
	+ 2%	2.043	0,71	650,1	0,10

Obs.: Valores médios do módulo resiliente para a umidade ótima, + 2% e - 2% de variação no teor de umidade, para a amostra normal e amostra após a 3ª Recompactação.

Modelo - $MR = K1 (\sigma^3)^{K2}$, em Kgf/cm^2 .

* M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca, em Kg/m^3 .

QUADRO B.15 - MÓDULOS RESILIENTES
Jazida: BRUSQUE

Amostra	Tipo	M.E.A.S. *	Umidade	K1	K2	Umidade
1	Normal	2034	9,8%	4.530	0,47	ótima
		2034	7,8%	2.300	0,53	- 2%
		2034	11,8%	2.490	0,77	+ 2%
7	Normal	1980	11,5%	2.600	0,63	ótima
		1980	9,5%	2.740	0,75	- 2%
		1980	13,5%	3.030	0,76	+ 2%
11	Normal	1924	12,0%	2.300	0,44	ótima
		1924	10,0%	2.790	0,79	- 2%
		1924	14,0%	4.530	0,47	+ 2%
16	Normal	1987	9,9%	2.370	0,53	ótima
		1987	7,9%	2.300	0,77	- 2%
		1987	11,9%	2.160	0,73	+ 2%
1	Após 3ª Recompactação	2038	8,5%	2.590	0,68	ótima
		2038	6,5%	2.950	0,48	- 2%
		2038	10,5%	3.160	0,78	+ 2%
7	Após 3ª Recompactação	2026	10,1%	3.030	0,74	ótima
		2026	8,1%	2.700	0,55	- 2%
		2026	12,1%	3.060	0,70	+ 2%
11	Após 3ª Recompactação	2060	9,1%	2.300	0,47	ótima
		2060	7,1%	3.330	0,55	- 2%
		2060	11,1%	3.130	0,66	+ 2%
16	Após 3ª Recompactação	1988	10,3%	2.860	0,75	ótima
		1988	8,3%	2.990	0,70	- 2%
		1988	12,3%	3.400	0,50	+ 2%

Amostra	Umidade	Valores Médios		Desvio Padrão	
		K1	K2	K1	K2
Normal	ótima	2.950	0,52	1.061,0	0,08
	- 2%	2.532	0,71	269,2	0,12
	+ 2%	3.052	0,68	1.048,3	0,14
Após 3ª Recompactação	ótima	2.695	0,66	319,6	0,13
	- 2%	2.992	0,57	259,0	0,09
	+ 2%	3.187	0,66	147,7	0,12

Obs.: Valores médios do módulo resiliente para a umidade ótima, +2% e - 2% de variação no teor de umidade, para amostra normal e amostra após a 3ª Recompactação.

Modelo - $MR = K1 (\sigma3)^{K2}$, em Kgf/cm^2

* M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca, em Kg/m^3

QUADRO B.16 - MÓDULOS RESILIENTES

Jazida: BLUMENAU

Amostra	Tipo	Densidade	Umidade	K1	K2	Umidade
03	Normal	2020	8,0%	2.150	0,68	Ótima
		2020	6,0%	2.250	0,50	-2%
		2020	10,0%	2.160	0,74	+2%
10	Normal	1992	12,3%	1.550	0,62	Ótima
		1992	10,3%	1.600	0,60	-2%
		1992	14,3%	1.480	0,81	+2%
13	Normal	1986	10,5%	2.100	0,58	Ótima
		1986	8,5%	2.160	0,45	-2%
		1986	12,5%	2.160	0,57	+2%
15	Normal	1890	11,6%	2.160	0,56	Ótima
		1890	9,6%	1.900	0,50	-2%
		1890	13,6%	1.690	0,63	+2%
03	Após 3ª Recompactação	2055	10,0%	2.790	0,57	Ótima
		2055	8,0%	2.730	0,51	-2%
		2055	12,0%	3.070	0,94	+2%
10	Após 3ª Recompactação	1986	10,6%	1.540	0,32	Ótima
		1986	8,6%	2.230	0,30	-2%
		1986	12,6%	1.530	0,62	+2%
13	Após 3ª Recompactação	2049	10,8%	2.160	0,50	Ótima
		2049	8,8%	2.670	0,32	-2%
		2049	12,8%	2.590	0,58	+2%
15	Após 3ª Recompactação	1918	11,0%	2.690	0,42	Ótima
		1918	9,0%	2.570	0,39	-2%
		1918	13,0%	2.480	0,62	+2%

Amostra	Umidade	Valores Médios		Desvio Padrão	
		K1	K2	K1	K2
Normal	ótima	1.990	0,61	294,5	0,05
	-2%	1.978	0,51	292,1	0,06
	+2%	1.873	0,69	342,9	0,11
Após 3ª Recompactação	ótima	2.295	0,45	575,3	0,11
	-2%	2.550	0,38	223,3	0,09
	+2%	2.418	0,69	644,7	0,17

Obs.: Valores médios do módulo resiliente para a umidade ótima, -2% e +2% de variação no teor de umidade, para amostra normal e amostra após a 3ª Recompactação.

Modelo - $MR = K1 (\sigma_3)^{K2}$, em Kgf/cm^2

* M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca, em Kg/m^3

Quadro B.17a - Variação do ISC e da M.E.A.S com a variação da Energia de Compactação
Jazida: POMERODE

Amostra	Energia (Nº de golpes)	M.E.A.S. máxima	Umidade Ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)
Mistura 1	18	1925	12,3	25,5	0,0
	26	1972	11,8	30,0	0,1
	39	2014	11,0	38,0	0,1
	55	2040	8,8	48,0	0,1
Mistura 2	18	1919	12,5	16,5	0,2
	26	1946	11,7	28,5	0,2
	39	1975	10,5	33,5	0,1
	55	2038	9,2	41,0	0,3
Mistura 3	18	2032	10,1	25,0	0,4
	26	2066	9,3	31,0	0,2
	39	2098	8,5	42,0	0,4
	55	2114	7,5	49,0	0,3

M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca, em Kg/m³

Mistura 1 = Mistura de material das amostras 1, 2, 3, 5 e 6.

Mistura 2 = Mistura do material das amostras 7, 8, 9, 11 e 12

Mistura 3 = Mistura do material, após a 3ª recompactação, das amostras 1,2,3,5,6,7,8,9,11 e 12

Houve a mistura das várias amostras, pois o material disponível era insuficiente para a realização dos ensaios com amostras individuais.

Quadro B.17b - Variação do ISC e da M.E.A.S com a variação da Energia de Compactação
Jazida: BRUSQUE

Amostra	Energia (Nº de golpes)	M.E.A.S. máxima	Umidade Ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)
3	18	1892	13,6	32,0	0,0
	26	1931	12,1	41,5	0,0
	39	1990	11,4	52,0	0,0
	55	2016	9,5	59,0	0,0
7	18	1952	11,0	35,0	0,0
	26	1980	11,5	49,0	0,0
	39	1990	11,0	39,0	0,0
	55	2041	9,0	47,0	0,0
8	18	1920	13,4	25,0	0,0
	26	1937	12,8	29,3	0,0
	39	1977	11,7	41,0	0,0
	55	2012	8,3	42,0	0,3
9	18	1904	14,5	29,3	0,0
	26	1933	12,8	32,5	0,0
	39	1970	11,5	47,0	0,0
	55	2010	10,7	66,0	0,0
10	18	1871	10,9	20,0	0,0
	26	1931	10,4	43,0	0,0
	39	1984	10,1	51,0	0,0
	55	2048	10,8	46,0	0,0
14	18	1900	15,3	34,0	0,0
	26	1941	13,8	36,0	0,0
	39	1987	9,7	47,0	0,0
	55	2018	8,8	51,0	0,0

M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca, em Kg/m³

Quadro B.17c - Variação do ISC e da M.E.A.S com a variação da Energia de Compactação
Jazida: BLUMENAU

Amostra	Energia (Nº de golpes)	M.E.A.S. máxima	Umidade Ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)
4	18	1952	11,6	22,0	0,1
	26	1945	12,1	27,0	0,1
	39	1978	11,3	40,0	0,3
	55	2029	9,7	50,0	0,3
6	18	1920	13,0	15,6	0,2
	26	1966	13,5	17,7	0,0
	39	2004	11,3	30,0	0,3
	55	1990	12,0	42,0	0,2
9	18	1958	12,1	17,5	0,2
	26	2018	12,6	31,5	0,1
	39	1996	12,1	47,0	0,0
	55	2058	10,0	57,0	0,1
14	18	1920	11,5	19,5	0,2
	26	1998	10,3	34,0	0,1
	39	2004	10,1	36,0	0,2
	55	2000	11,0	44,0	0,6

M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca, em Kg/m³

Quadro B.18a - Variação da Energia de Compactação para teores de umidade de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, para a M.E.A.S.máx., obtida no ensaio Proctor Intermediário
Jazida: POMERODE

Amostra	M.E.A.S.	Energia (nº de golpes)			ISC (%)		
		h.ót	- 2%	+2%	h.ót	-2%	+2%
Mistura 1	1972	26	39	52	30,0	33,0	17,0
Mistura 2	1946	26	37	44	28,5	21,0	19,0
Mistura 3	2066	26	49	56	31,0	31,0	20,0
Média	1995	26	42	51	30,0	28,0	19,0
Desvio Padrão	63		6,4	6,1	1,3	6,4	1,5
Cv	3,2		15,3	12,0	4,3	23,0	8,0
Valor percentual médio do ISC, em relação ao ISC na hót					100%	93%	63%

M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca máxima, em Kg/m³, correspondente à Energia do Proctor Intermediário.

Energia (nº de golpes) = Corresponde ao número de golpes necessário para atingir a M.E.A.S. do Proctor Intermediário, para teores de umidade de -2% e +2% em relação à umidade ótima.

ISC(%) = Valor do ISC obtido para a M.E.A.S., para os teores ótimo de umidade e variação de -2% e +2%.

Cv = Coeficiente de variação, em %.

Quadro B.18b - Variação da Energia de Compactação para teores de umidade de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, para a M.E.A.S.máx., obtida no ensaio Proctor Intermediário
Jazida BLUMENAU

Amostra	M.E.A.S.	Energia (nº de golpes)			ISC (%)		
		h.ót	- 2%	+2%	h.ót	-2%	+2%
4	1945	26	34	40	27,0	25,0	16,0
6	1966	26	34	52	17,7	22,0	7,0
9	2018	26	43	53	31,5	40,0	24,0
Média	1982	26	37	48	26,8	29,0	15,7
Desvio Padrão	32,5		5,2	7,2	6,4	9,6	8,5
Cv	1,6		14,0	15,0	24,0	33,0	54,0
Valor percentual médio do ISC, em relação ao ISC na hót					100%	108%	58%

M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca máxima, em Kg/m³, correspondente à Energia do Proctor Intermediário.

Energia (nº de golpes) = Corresponde ao número de golpes necessário para atingir a M.E.A.S. do Proctor Intermediário, para teores de umidade de -2% e +2% em relação à umidade ótima.

ISC(%) = Valor do ISC obtido para a M.E.A.S., para os teores ótimo de umidade e variação de -2% e +2%.

Cv = Coeficiente de variação, em %.

Quadro B.18c - Variação da Energia de Compactação para teores de umidade de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, para a M.E.A.S.máx., obtida no ensaio Proctor Intermediário

Jazida: BRUSQUE

Amostra	M.E.A.S.	Energia (nº de golpes)			ISC (%)		
		h.ót	- 2%	+2%	h.ót	-2%	+2%
3	1931	26	28	41	41,5	46,0	38,0
7	1980	26	42	51	49,0	32,0	24,0
8	1937	26	39	45	29,5	31,0	26,0
9	1933	26	29	43	32,5	36,0	31,0
10	1931	26	43	48	43,0	37,5	30,0
14	1941	26	39	47	36,0	39,0	32,0
Média	1942	26	37	44	38,6	36,9	30,2
Desvio Padrão	18,9		6,5	4,7	7,2	5,4	4,9
Cv	1,0		17,6	10,7	18,8	14,6	16,3
Valor percentual médio do ISC, em relação ao ISC na hót					100%	96%	78%

M.E.A.S. = Massa Específica Aparente Seca máxima, em Kg/m^3 , correspondente à Energia do Proctor Intermediário.

Energia (nº de golpes) = Corresponde ao número de golpes necessário para atingir a M.E.A.S. do Proctor Intermediário, para teores de umidade de -2% e +2% em relação à umidade ótima.

ISC(%) = Valor do ISC obtido para a M.E.A.S., para os teores ótimo de umidade e variação de -2% e +2%.

Cv = Coeficiente de variação, em %.

Quadro B.19
ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO DE RUIZ (ID)

Jazida - Pomerode

Amostra	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Méd.	Sd
1ª Compactação	6,6	0,9	2,6	4,9	3,1	1,6	1,2	2,1	2,9	13,7	2,4	1,3	3,6	3,6
3ª Recompressão	7,2	4,1	11,9	7,0	7,9	6,5	4,7	7,6	6,6	19,3	5,6	3,4	7,7	4,3

Jazida - Brusque

Amostra	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	Méd	Sd
1ª Compactação	9,7	6,0	12,1	4,1	5,3	0,9	1,8	7,7	12,9	9,2	16,2	8,4	3,8	17,4	11,5	14,2	9,9	8,9	4,8
3ª Recompressão	17,2	14,4	20,5	10,9	13,1	10,4	10,8	17,2	17,4	13,9	23,7	19,3	12,5	21,8	19,8	21,8	11,4	16,2	4,4

Jazida - Blumenau

Amostra	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Méd	Sd
1ª Compactação	11,6	13,0	16,0	5,8	12,9	6,8	4,1	5,5	3,8	6,2	2,9	8,0	9,4	5,6	2,1	2,6	8,4	0,8	7,0	4,2
3ª Recompressão	15,8	11,9	20,0	12,7	18,6	8,3	4,6	8,3	7,6	8,3	6,2	8,1	12,5	7,3	4,4	3,7	10,6	2,7	9,5	4,9