

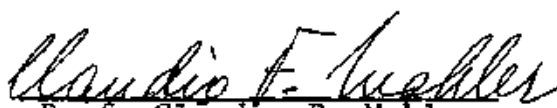
DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE POISSON DE SOLOS,
COMPACTADOS, NO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO E O
CÁLCULO DE DEFLEXÃO DE PAVIMENTOS

GLICÉRIO TRICHÊS

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA
A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

APROVADO POR:


Prof. Jacques de Medina
(Orientador)


Prof. Claudio F. Mahler
(Co-Orientador)


Prof. Willy A. Lacerda


Engº Ernesto S. Preussler

Rio de Janeiro, RJ - Brasil
Julho de 1985

FICHA CATALOGRÁFICA

TRICHES, Glicério

Determinação do Coeficiente de Poisson de Solos, Compactados, Ensaio Triaxial Dinâmico e o Cálculo de Deflexão em Pavimentos (Rio de Janeiro) 1985.

xi,152p. 29,7cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1985).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia.

I COPPE/UFRJ II Título (Série).

À Nezita, pelo incentivo, apoio e
momentos de compreensão.

A meus pais e avô, pela formação.

AGRADECIMENTOS PESSOAIS

Ao meu orientador Prof. Jacques de Medina, e ao meu Co-orientador, Prof. Cláudio F. Mahler pelo incentivo e amizade.

Ao 16º Distrito Rodoviário Federal nas pessoas do Engº Avani Sá e Engº Gilberto Ulysséa pela disposição e apoio durante a coleta das amostras.

À Diretriz S.A., na pessoa do Engº Pedro Fossatti pelo auxílio na coleta das amostras.

À Iguatemí Ltda, na pessoa do Engº Alvaro S. Pitta pelo auxílio no levantamento das bacias de Deflexões.

Ao DER/SC nas pessoas do Engº Antônio F. Marcon e Engº José Vidal Nardi que viabilizaram a utilização das dependências da Divisão de Tecnologia.

À Eng^a Laura M.G. Motta pelo estímulo, paciência e sugestões e ao colega Jorge A. Ceratti pelas calorosas discussões durante a realização dos ensaios Dinâmicos.

Aos colegas de trabalho Álvaro, Gilson, Sérgio e Eduardo e aos companheiros de curso, particularmente José Henrique Feitosa Pereira e Luis A. Aranovitch, o meu reconhecimento.

Ao Prof. Ronaldo da Silva Ferreira pelo estímulo à realização do curso de Pós-Graduação.

À Família DE FARIA pelo apoio.

AGRADECIMENTOS ÀS INSTITUIÇÕES

À Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ.

Ao 16º Distrito Rodoviário Federal.

Ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Santa Catarina.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE POISSON DE SOLOS ,
COMPACTADOS, NO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO E O
CÁLCULO DE DEFLEXÃO DE PAVIMENTOS

GLICÉRIO TRICHÊS

Setembro/1985

Orientador: Professor Jacques de Medina

Programa: Engenharia Civil

Relatam-se os ensaios triaxiais dinâmicos ou de cargas repetidas realizadas em sete tipos de solos, pertencentes a dois perfis de pavimentos (Rodovia BR 101/SC), com a medição das deformações axial e radial com vistas ao estudo da deformabilidade de pavimentos sob cargas transientes.

Estuda-se a influência da consideração do coeficiente de Poisson constante ou variável (com o estado de tensões atuante), no cálculo da deflexão máxima e na forma da bacia de deflexão a partir dos resultados dos ensaios dinâmicos.

Aplica-se a metodologia de dimensionamento de reforço desenvolvida na COPPE/UFRJ no cálculo da espessura do reforço dos perfis estudados procurando avaliar a influência da consideração do coeficiente de Poisson , constante ou variável, na determinação desta espessura.

Fazem-se sugestões para pesquisas, com vistas à evolução da análise mecânica dos pavimentos no Brasil.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

DETERMINATION OF POISSON'S RATIO OF COMPACTED
SOILS IN DYNAMIC TRIAXIAL TESTING, AND
CALCULATION OF PAVEMENT DEFLECTIONS

GLICÉRIO TRICHÊS

September/1985

Chairman: Professor Jacques de Medina
Department: Civil Engineering

This Research work deals with dynamic on repeated loading triaxial test with measurement of radial and axial strains, in order to determine the Poisson's ratio. Seven soil samples from two pavement profiles (BR 101/SC highway) were tested.

From data obtained in these testes an analysis was made of considering either constant or variable Poisson's ratio (under different principal stress ratios) in the calculation of maximum deflection and resilient surface deformations (deflection dishes).

The methodology for flexible pavement overlay design as developed at COPPE/UFRJ was applied to evaluate the effect of either constant on variable Poisson's ratio into the overlay thickness.

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 - Elasticidade Linear	6
2.2 - Ensaio Triaxial de Carga Repetida. Analogia com o Carregamento de Campo	8
2.3 - Ensaio Triaxial	10
2.3.1 - Modelação Matemática	10
2.3.2 - Deformações Permanentes e Reversíveis	12
2.3.3 - Caminho de Tensões	14
2.3.4 - Cálculo do Módulo e Coeficiente de Poisson Resili- ente	16
2.3.4.1 - Ensaio com Tensão Confinante Constante	16
2.3.4.2 - Ensaio com Tensão Confinante Variável	16
2.4 - Sumário dos Estudos de Resiliência no Brasil	18
2.5 - Estudos de Materiais Granulares Grossos e Argilosos; Coeficiente de Poisson	20
2.5.1 - Estudos de Hicks	20
2.5.2 - Estudos de Allen	25
CAPÍTULO III - CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS E SOLOS ESTUDA- DOS	30
3.1 - Introdução	30
3.2 - Estrutura dos Perfis Estudados	31
3.3 - Caracterização dos Materiais	32
3.4 - Comentários	34
CAPÍTULO IV - ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS COM MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO LATERAL	36
4.1 - Introdução	36
4.2 - Programa de Ensaio de Laboratório	37

	Página
4.2.1 - Materiais	37
4.2.2 - Preparação dos Corpos-de-Provas	37
4.3 - Medição da Deformação Lateral	39
4.4 - Procedimento de Ensaio	41
4.4.1 - Ensaio Preliminares	41
4.4.2 - Observações Sobre os Ensaio Preliminares	43
4.4.3 - Técnica de Ensaio	44
CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS; INFLUÊNCIA DOS FATORES ESTUDADOS NO COMPORTAMENTO RE SILIENTE	48
5.1 - Nível de Tensão Aplicado	48
5.1.1 - Influência no Módulo Resiliente	48
5.1.2 - Influência no Coeficiente de Poisson Resiliente.	51
5.2 - Efeito do Grau de Saturação	54
5.2.1 - Influência no Módulo	54
5.2.2 - Influência no Coeficiente de Poisson	54
5.3 - Efeito da Energia de Compactação e Densidade	58
5.3.1 - Influência no Módulo	58
5.3.2 - Influência no Coeficiente de Poisson	59
5.4 - Efeito do Tipo de Material	59
5.4.1 - Influência no Módulo	59
5.4.2 - Influência no Coeficiente de Poisson	64
5.5 - Resultados dos Ensaio	65
5.6 - Comentários Sobre os Ensaio	65
CAPÍTULO VI - ANÁLISE COMPUTACIONAL	76
6.1 - Programa para o Cálculo das Deflexões	76
6.1.1 - Introdução	76
6.1.2 - Características do Programa FEPAVE 2	77

	Página
6.1.3 - Consideração das Propriedades de Resiliência pelo Programa	79
6.1.4 - Consideração do Coeficiente de Poisson Variável .	80
6.2 - Análise da Deformabilidade dos Perfis	81
6.2.1 - Comparação das Deformadas Calculadas com as Medi- das	83
6.2.2 - Estudo da Influência do Coeficiente de Poisson na Formada Bacia de Deformação e na Distribuição de Tensões	85
CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES	94
CAPÍTULO VIII - SUGESTÕES PARA PESQUISA	96
BIBLIOGRAFIA	98
APÊNDICE A - DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS DE CAMPO	100
A.1 - Seleção dos Locais de Coletas das Amostras	102
A.1.1 - Escolha dos Subtrechos	102
A.1.2 - Características dos Subtrechos Escolhidos	103
A.2 - Levantamento da Bacia de Deflexão	104
A.3 - Coleta das Amostras	107
A.4 - Ensaio Complementares	109
APÊNDICE B - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE POISSON	115
B.1 - Medidas de Deformação Radial	115
B.2 - Cálculo do Coeficiente de Poisson	117
B.3 - Resultados dos Ensaio	119
B.3.1 - Amostras de Solos Granulares	119
B.3.2 - Amostras de Solos Argilosos	131
B.3.3 - Amostras de Concreto Asfáltico	134
APÊNDICE C - INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON NO CÁL- CULO DA DEFLEXÃO MÁXIMA	138

	Página
APÊNDICE D - MUDANÇAS EFETUADAS NO PROGRAMA FEPAVE 2	143
APÊNDICE E - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO	146
E.1 - Dimensionamento Segundo Procedimento Proposto por Preussler	146
E.1.1 - Perfil 2	146
E.1.2 - Perfil 1	148
E.2 - Dimensionamento por Tentativa (Utilizando o Pro- grama FEPAVE 2)	149
E.3 - Espessuras de Reforço Determinadas pelo Proje- tista	149
E.4 - Observações sobre o Subtrecho 1	150

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

As pesquisas sobre o comportamento resiliente dos materiais empregados em pavimentos tiveram seu início na metade da década de cinquenta.

Até então, acreditava-se que o desenvolvimento de fissuras era causado por deformações plásticas excessivas das camadas dos pavimentos de subleito principalmente.

Contudo, a existência de pavimentos muito fissurados sem que houvesse deformação plástica significativa despertou o interesse de inúmeros pesquisadores.

Francis Hveem (1955) foi quem primeiro relacionou a resiliência, ou as deformações recuperáveis, com o aparecimento de fissuras no revestimento. As primeiras medidas na Califórnia datam de 1938, feitas com medidor GE inserido no pavimento.

Seed, Chan e Lee (1962) comentam um exemplo descrito detalhadamente por Hveem, mostrando a influência da solicitação do tráfego. Na faixa de ultrapassagem, onde incidia menor tráfego pesado, não havia fissuras, embora a deflexão recuperável fosse a mesma da faixa de maior volume de tráfego, já fissurada. Evidenciava-se que diferentes seções estruturais resultam em deflexões máximas diferentes, mas que o número de repetições é muito influente no aparecimento de fissuras.

Ainda neste artigo, escrito a 23 anos atrás, concluem os autores que de maneira geral as deformações no subleito do pavimento crescem com a magnitude da deflexão do pavimento, sendo, na verdade, dependentes do raio de curvatura da bacia de deflexão e que esta característica deverá, preferencialmente, ser determinada. Portanto, a elaboração de método para se determinar os valores de deflexões máximas seria o primeiro passo na solução do problema das rupturas por fadiga dos pavimentos.

A possibilidade de que extensas fissuras do pavimento resultassem de deflexões excessivas ganham corpo e a ruptura por fadiga da superfície devido a tensões reversíveis e repetidas por um longo período de tempo, passou a ser um tópico importante da Mecânica dos Pavimentos.

As medidas de deflexão ganharam grande impulso com o desenvolvimento da viga de Benkelman na década de 50.

As medições com a viga Benkelman começaram no Brasil, por volta de 1960. O Eng^o Nestor José Aratangy (1962), do DER/SP divulgou o primeiro trabalho sobre medida de deformações ("Medida de deformação dos Pavimentos", 3^a Reunião Anual de Pavimentação, 1962, Rio de Janeiro). O Eng^o Francisco Bolivar Lobo Carneiro (1966) fez a divulgação mais conhecida da utilização deste aparelho ("Viga Benkelman - Instrumento Auxiliar do Engenheiro de Conservação", DER/RJ, 1966) vertido para o inglês e publicado pela "Highway Research Board" dos E.U.A.

Em 1977 iniciou-se, no Brasil, a realização de ensaios dinâmicos de solos para fins de pavimentação. A "Pesquisa de Inter-Relacionamento de Custos Rodoviários", do GEIPOT e DNER, inclui, no seu escopo muito amplo, a realização de ensaios dinâmicos. No

fim desse ano, instalou-se no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ o equipamento de ensaios dinâmicos, com finalidade de pesquisa.

Foram desenvolvidos equipamentos de ensaios de carga repedita - compressão triaxial a tensão confinante constante e compressão diametral (tração indireta). Procurou-se estabelecer uma metodologia de ensaios triaxiais dinâmicos que levasse a resultados reproduzíveis mediante condicionamento das amostras sob repetição de cargas antes da determinação do módulo resiliente. A deformação axial resiliente vem sendo determinada por meio de transdutores eletromagnéticos, LVDT.

O conhecimento do comportamento resiliente dos materiais e a utilização de técnicas computacionais, permitiu que se efetuasse uma análise do comportamento mecânico de pavimentos. A boa comparação entre as deflexões medidas no campo (com viga Benkelman) em provas de carga (roda dupla de um eixo traseiro de caminhão com 8,2t de peso) e as deflexões calculadas trouxe confiabilidade aos procedimentos de análise desenvolvidos.

A utilização de técnicas computacionais (programa FEPAVE 2) em tais análises, requer o conhecimento dos dois parâmetros que definem o comportamento resiliente mecânico dos materiais; Módulo Resiliente e Coeficiente de Poisson Resiliente.

Até o início deste trabalho, em todos os trabalhos desenvolvidos na COPPE visando quantificar as propriedades resilientes dos solos, buscou-se tão somente determinar o módulo resiliente a vários níveis de tensões. Nestes trabalhos, quando da análise computacional, o coeficiente de Poisson resiliente era arbitrado a partir da literatura estrangeira e seu valor entrará no programa como

uma constante em cada camada, independentemente do estado de tensões atuantes.

Afim de tirar melhor partido das possibilidades da análise computacional de estruturas em camadas, enveredou-se então na busca de relações que expressassem a variação do coeficiente de Poisson resiliente com o nível de tensões.

Com este refino no ensaio triaxial dinâmico, ou seja, a medição da deformação lateral (radial), espera-se uma melhor aproximação da deformada calculado com a medida, principalmente, nos pontos mais afastados do carregamento, o que não se verificava com a consideração de coeficientes de Poisson constantes.

Aproveitando-se a oportunidade de melhoramentos introduzidos pelo doutorando, Eng^o Jorge Augusto Ceratti, da URGRS, foi implantada a medição da deformação radial, porém só recentemente realizaram-se os primeiros ensaios com pressão confinante variável.

O coeficiente de Poisson é um dos parâmetros mais difíceis de se obter em laboratório. Independente da técnica de ensaio, a deformação lateral é afetada pela não uniformidade de tensão e deformação, o que inevitavelmente ocorre na amostra e, também, pela não homogeneidade de sua umidade. Enquanto que a não uniformidade de tensão e deformação na amostra pode ser minimizada pela escolha de uma razão ótima entre a altura e o diâmetro, não se dispõe de recursos para o controle da homogeneidade de sua umidade.

Na presente pesquisa, a investigação do coeficiente de Poisson resiliente teve por base os trabalhos desenvolvidos por Hicks

[3], Allen [4] e, mais recentemente, por Paute [9].

Os estudos foram realizados com amostras extraídas de um trecho da rodovia BR 101, em Santa Catarina, o qual, estava com o projeto de restauração em fase final. Esta escolha, resultante dos entendimentos mantidos com o 16º Distrito Rodoviário Federal, DNER, e com o DER/SC, permitiu que se dispusesse de dados reais de campo, e que se pudesse inclusive, fornecer subsídios para o projeto de restauração.

Na execução dos ensaios de laboratórios, seguiu-se a metodologia de ensaio proposta por Preussler [10] e procurou-se avaliar a influência do grau de saturação, energia de compactação, do tipo de material e do nível de tensão aplicado na evolução do coeficiente de Poisson resiliente com a razão σ_1/σ_3 (σ_1 = tensão principal maior, σ_3 = tensão confinante).

A partir do conhecimento do comportamento resiliente, módulo e coeficiente de Poisson resiliente, dos materiais que compõem as camadas dos perfis, procurou-se estudar o efeito do coeficiente de Poisson resiliente variável nos valores calculados da reflexão máxima, na forma da bacia de deflexão e na distribuição das tensões verticais na estrutura do pavimento.

No Apêndice E, procedeu-se o dimensionamento do reforço dos perfis estudados, segundo metodologia proposta por Preussler (1983).

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Elasticidade Linear

Na Elasticidade Linear, a Lei de Hooke generalizada, particularizada para o caso de material elástico, homogêneo e isótropo, pode ser expressa pelas seguintes relações:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}\tag{2.1}$$

onde:

- σ_x , σ_y e σ_z - tensões normais aplicadas nas direções x, y e z respectivamente
- ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z - deformações lineares específicas nas direções x, y e z respectivamente.
- E e ν - módulo de Young e coeficiente de Poisson respectivamente.

Para o caso uniaxial de carregamento, estas relações reduzem-se a:

$$\begin{aligned}
 E \epsilon_x &= \sigma_x \\
 E \epsilon_y &= E \epsilon_z = -\nu \sigma_x
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

Destas equações obtêm-se que o módulo de Young E é dado pela razão σ_x/ϵ_x e o coeficiente de Poisson é expresso pela razão $-\epsilon_z/\epsilon_x$.

A razão entre a deformação lateral e axial, é um parâmetro muito importante na definição das características de compressibilidade dos solos e rochas.

Assim, pela Teoria da Elasticidade, demonstra-se que um material com $\nu = 0,5$ não sofre variação de volume (muda de forma através da diminuição da altura e "embarrigamento" lateral). No caso de $\nu = 0$, ocorre variação de volume por diminuição de altura sem haver, todavia, deformação lateral. São dois casos extremos. As situações intermediárias ($0 < \nu < 0,5$), correspondem a materiais que sofrem simultaneamente "embarrigamento" e variação de volume.

A seguir são apresentados valores do coeficiente de Poisson para alguns tipos de solos e rochas (tabelas 2.1 e 2.2 respectivamente).

Tabela 2.1 - Valores de coeficiente de Poisson para alguns solos [21].

Solo	ν *
Solos arenosos	0,15 - 0,25
Argila com pouca areia e silte	0,30 - 0,35
Argila	0,35 - 0,40

*Varia com o nível de tensões, grau de saturação e condições de drenagem no carregamento e com a velocidade do carregamento.

Tabela 2.2 - Valores do Coeficiente de Poisson para Rochas e Materiais Correntes |20,21,24|.

Material/Rocha	ν *
Cortiça	-0
Concreto	-0,20
Vidro	-0,23
Aço	-0,3
Borracha	-0,50
Arenito	0,05 - 0,25
Xisto Betuminoso	0,10 - 0,20
Carvão	0,25 - 0,40
Calcáreo	-0,31
Granito	0,28 - 0,36
Gnaisse	-0,30

*Valores aproximados, válidos para esforços baixos ou moderados.

2.2 - Ensaio Triaxial de Carga Repetida. Analogia com o Carregamento de Campo

O deslocamento de uma carga sobre a superfície do pavimento, submete um elemento de solo a um estado de tensão variável com a posição daquela em relação a este, como ilustra a figura 2.1.

A simulação em laboratório do estado real de tensões é muito complexa. Tal estudo é feito então em termos de tensões principais, utilizando-se o ensaio triaxial.

De forma gráfica, o princípio do ensaio triaxial de carga repetida é mostrado na figura 2.2.

A caracterização de solos para pavimentos com o emprego deste ensaio, é feita, até o momento, na zona de compressão.

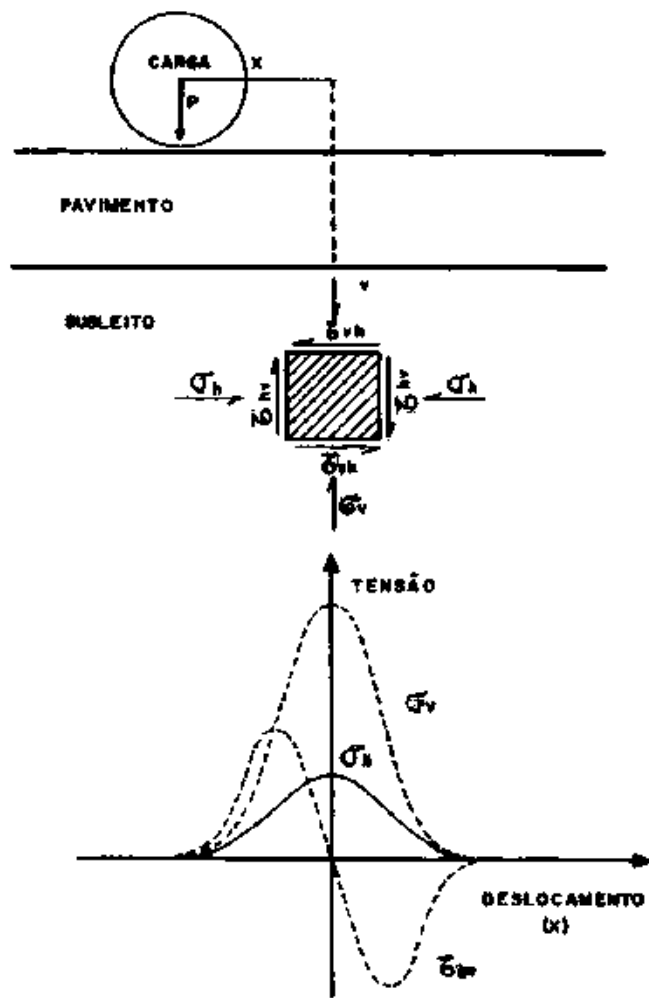


FIGURA 2.1 TENSÕES DESPERTAS EM UM ELEMENTO DE SOLO, PELA CARGA MÓVEL P.

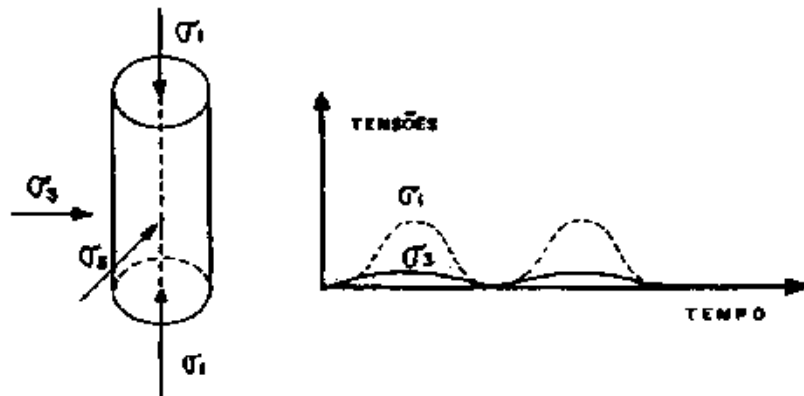


FIGURA 2.2 PRINCÍPIO DO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO (σ_3 VARIÁVEL)

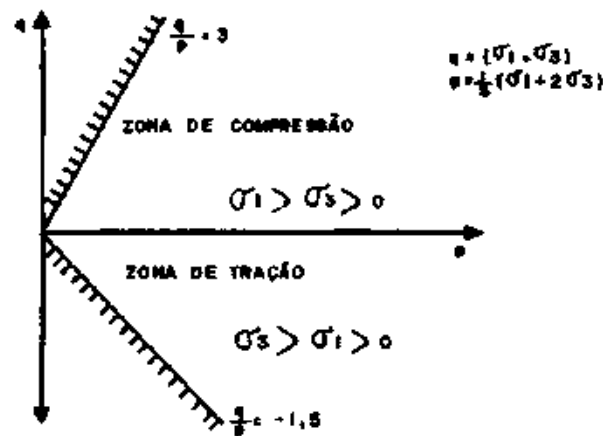


FIGURA 2.3 ESPAÇO DE TENSÕES ADMISSÍVEIS

2.3 - Ensaio Triaxial

2.3.1 - Modelação Matemática

O fato que a resposta de um material granular, sujeito a um estado de tensão, é não linear, esta bem documentada por Hicks [3], e Allen [4,5] e, entre nós, por Preussler [10].

Com isso, as deformações de natureza recuperável e instantânea em pavimentos de rodovias sujeitas a carregamento móvel (repetitivo), têm levado à investigação de modelos de material granular como não-linear elástico.

As equações constitutivas de um material não-linear elástico podem ser expressas em termos de incrementos de tensão-deformação. Se os incrementos de tensão e deformação são pequenos, o incremento de deformação pode ser determinado através de uma função linear do incremento de tensão imposto a um referido nível de tensão. A mudança incremental pode então ser descrita, conforme também desenvolvida por Hicks [3], da seguinte forma:

$$\bar{\epsilon}_{ij} = \bar{B}_{ij} \cdot \sigma_{ij} \quad (2.3)$$

onde os incrementos de deformação são funções lineares dos incrementos de tensão.

No ensaio triaxial, as tensões radial e axial são tensões principais e a relação entre os incrementos de deformação e tensão é dado por

$$\begin{bmatrix} \epsilon_3 \\ \epsilon_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{11} + B_{12} & B_{13} \\ 2 B_{31} & B_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_3 \\ \sigma_1 \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

ou

$$\begin{bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{11} + B_{12} & B_{13} \\ 2 B_{31} & B_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

onde os coeficientes B_{ij} variam com o estado de tensões e ϵ_1 , ϵ_3 e σ_1 , σ_3 são as deformações e tensões principais respectivamente.

Escrevendo-se E_z como módulo elástico incremental para as tensões na direção z e E_r , o valor correspondente na direção r e ainda, $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} e ν_{zr} os coeficientes de Poisson para as diferentes orientações de tensão, obtém-se:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1 - \nu_{r\theta}}{E_r} & -\frac{\nu_{rz}}{E_r} \\ -\frac{2 \nu_{rz}}{E_r} & \frac{1}{E_z} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

No ensaio triaxial convencional, somente dois dos coeficientes incrementais B_{ij} da equação 2.4 podem ser avaliados; B_{33} que representa o módulo na direção da tensão aplicada e B_{13} , representativo do coeficiente de Poisson, perpendicular à direção da tensão aplicada. Assim, a hipótese de isotropia do material deve ser feita obtendo-se, então, que:

$$\begin{aligned} B_{33} &= B_{11} \\ B_{13} &= B_{31} = B_{12} \end{aligned} \quad (2.7)$$

e a equação 2.7 será descrita da forma:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 - \nu & -\nu \\ -2\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

onde E e ν são respectivamente o familiar módulo de Young isotrópico e o coeficiente de Poisson.

2.3.2 - Deformações Permanentes e Reversíveis

Quando se submete um elemento de solo (corpo-de-prova) à fase de carregamento do ensaio cíclico, observa-se que há uma redução na altura do mesmo. Parte desta redução (no descarregamento) é recuperada - deformação elástica - e parte é absorvida pelo elemento - deformação plástica. Da mesma forma, para as deformações radiais, parte é recuperada e parte é absorvida pelo elemento. A figura 2.4 mostra as deformações de um corpo-de-prova submetido a um carregamento cíclico.

Na figura 2.4 têm-se:

h_0 - altura inicial do corpo-de-prova

d_0 - diâmetro inicial do corpo-de-prova

$\Delta h_{(N_i)}$ e $\Delta d_{(N_i)}$ - deformações totais quando da aplicação do carregamento N_i ;

$\Delta h_r_{(N_i)}$ e $\Delta d_r_{(N_i)}$ - deformações recuperáveis quando cessa o carregamento N_i ;

$\Delta h_p_{(N_i)}$ e $\Delta d_p_{(N_i)}$ - deformações permanentes devido a aplicação do carregamento N_i ;

$h_{pt}(n_i-1)$ e $d_{pt}(N_i-1)$ - deformações permanentes totais até a aplicação do carregamento N_i-1 ;

N - Número de aplicações do carregamento.

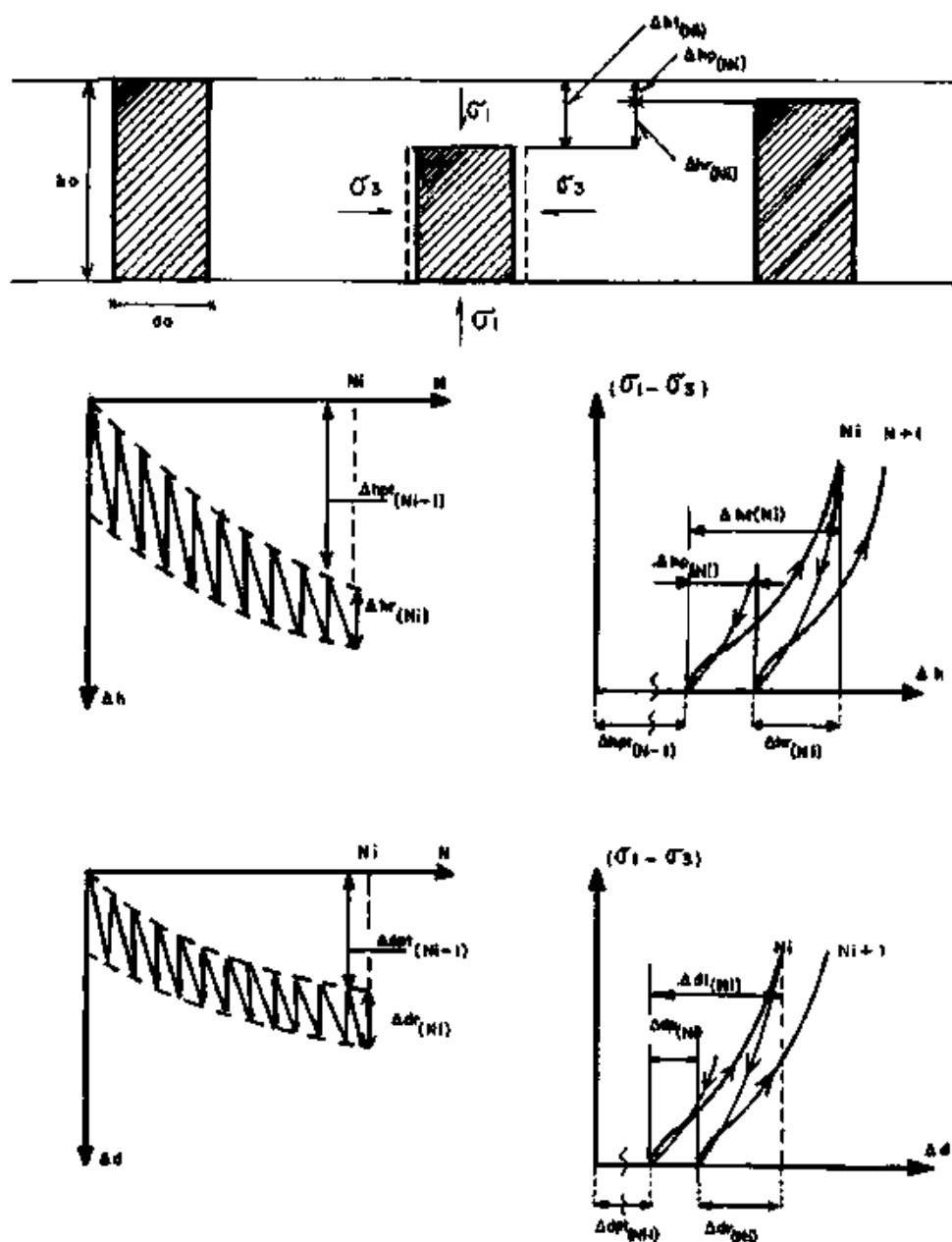


Figura 2.4 - Deformações de um Corpo-de-Prova Submetido a um Carregamento Cíclico.

A partir destes dados pode-se determinar as deformações rela

tivas do corpo-de-prova, como segue:

- deformações permanentes (atê a n'ésima aplicação)

$$\text{axial - } \quad \epsilon_1^P = \frac{\Delta h_{pt} (Ni-1)}{h_0} \quad (2.9)$$

$$\text{radial - } \quad \epsilon_3^P = \frac{\Delta d_{pt} (Ni-1)}{d_0} \quad (2.10)$$

- deformações recuperáveis (para o n'ésimo carregamento aplicado)

$$\text{axial - } \quad \epsilon_1^r = \frac{\Delta h_r (Ni)}{h_0 - \Delta h_{pt} (Ni-1)} \quad (2.11)$$

$$\text{radial - } \quad \epsilon_3^r = \frac{\Delta d_r (Ni)}{d_0 - \Delta d_{pt} (Ni-1)} \quad (2.12)$$

2.3.3 - Caminho de Tensões

Os ensaios triaxiais de carga repetida podem ser conduzidos de duas formas:

- Ensaio com Tensão Confinante Constante (T.C.C.)
- Ensaio com Tensão Confinante Variável (T.C.V.)

A diferença na condução dos dois ensaios é evidenciada traçando-se os caminhos de tensões dos carregamentos no diagrama p "versus" q (figura 2.5).

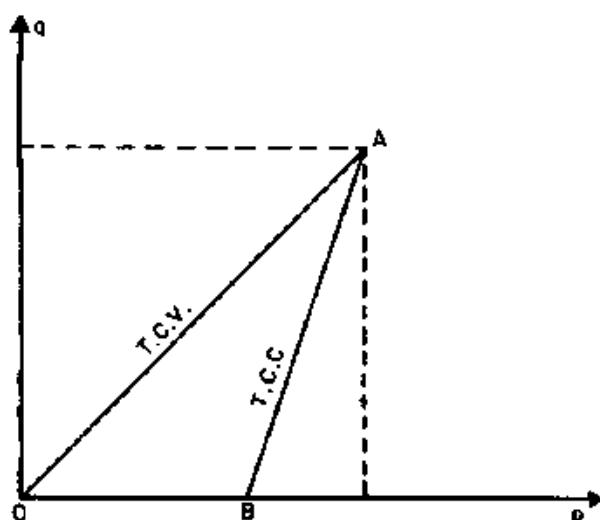


Figura 2.5 - Caminhos de Tensões

Para o ensaio T.C.C., a aplicação da tensão confinante é representada pelo caminho \overline{OB} . Esta tensão se mantém constante durante a aplicação da tensão deviatória, q . A aplicação de q , segue o caminho \overline{AB} o qual possui uma inclinação de um terço ($1/3$), ou seja, $p = \sigma_3 + \frac{q}{3}$. O carregamento cíclico será representado pela sucessão de caminhos $\overline{BA} - \overline{AB}$, $\overline{BA} - \overline{AB}$,

No ensaio T.C.V. a tensão confinante é aplicada simultaneamente com a tensão axial. Na condução deste ensaio, a razão q/p permanecerá constante durante o carregamento a ser feito. Este controle é conseguido através da razão entre tensão de compressão axial e a tensão confinante, ou seja, q/σ_3 .

Da figura 2.5, depreende-se que no ensaio T.C.V. pode-se ter inúmeros caminhos de tensões. De fato, para cada valor da razão q/σ_3 tem-se um caminho de tensão. Contudo, este caminho, para os diferentes níveis de tensões, deverá permanecer constante durante o carregamento. A repetição do carregamento cíclico se traduzirá pela sucessão $\overline{OA} - \overline{AO}$; $\overline{OA} - \overline{AO}$;

2.3.4 - Cálculo do Módulo e Coeficiente de Poisson Resiliente

2.3.4.1 - Ensaio com Tensão Confinante Constante

O método de cálculo é o mesmo que se aplica a um material isotrópico linear elástico sob carregamento uniaxial.

O Módulo Resiliente, MR, é então definido pela razão entre a tensão deviatória aplicada, σ_d , e a deformação relativa axial recuperável, ϵ_a^r (ϵ_1^r) ou seja:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_a^r} \quad (2.13)$$

O coeficiente de Poisson Resiliente, ν_r , é definido como a razão entre a deformação relativa radial recuperável, ϵ_r^r (ϵ_3^r), e a deformação relativa axial recuperável, ϵ_a^r (ϵ_1^r), ou seja:

$$\nu_r = -\frac{\epsilon_r^r}{\epsilon_a^r} \quad (2.14)$$

Assim, para cada estado de tensão (σ_d, σ_3) a que o corpo-de-prova é submetido, teremos um módulo resiliente, MR, e um coeficiente de Poisson resiliente, ν_r .

2.3.4.2 - Ensaio com Tensão Confinante Variável

Quando a tensão confinante aplicada é cíclica, as equações

2.13 e 2.14 tornam-se impróprias para o cálculo do módulo resiliente e do coeficiente de Poisson resiliente. Recorre-se então as Leis de Hooke generalizadas. Assim:

$$\begin{aligned} N_i \epsilon_a^r \cdot MR &= \sigma_1 - 2 \nu_r \cdot \sigma_3 \\ N_i \epsilon_a^r \cdot MR &= \sigma_3 (1 - \nu_r) - \nu_r (\sigma_1) \end{aligned} \quad (2.15)$$

onde:

$N_i \epsilon_a^r = N_i \epsilon_1^r$ - deformação relativa axial recuperável correspondente a um número particular de aplicação do estado de tensões;

$N_i \epsilon_a^r = N_i \epsilon_3^r$ - deformação relativa radial recuperável correspondente a um número particular de aplicação do estado de tensões;

σ_1 - tensão principal maior (axial)

σ_3 - tensão principal menor (confiante)

MR - módulo resiliente

ν_r - coeficiente de Poisson resiliente

Resolvendo-se as equações 2.15 para MR e ν_r tem-se:

$$\nu_r = \frac{\sigma_1 \cdot N_i \epsilon_3^r - \sigma_3 \cdot N_i \epsilon_1^r}{2\sigma_3 \cdot N_i \epsilon_3^r - N_i \epsilon_1^r (\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (2.16)$$

$$MR = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) (\sigma_1 + 2\sigma_3)}{N_i \epsilon_1^r (\sigma_1 + \sigma_3) - 2 N_i \epsilon_3^r - \sigma_3} \quad (2.17)$$

Diz Brown [7] que "este procedimento de cálculo trata o MR como sendo análogo ao Módulo de Young e assume que o material é linear elástico, hipótese este que é conhecida mente falsa para materiais granulares. Para os ensaios com tensão confinante constante o MR está mais próximo ao módulo cisalhante do que ao Módulo de Young.

Segundo Allen [4,5] a natureza do ensaio de tensão confinante constante, P.C.C., tem levado a aceitação geral deste método para a determinação das propriedades de resiliência dos materiais empregados em pavimentação.

2.4 - Sumário dos Estudos de Resiliência no Brasil

A primeira tese de mestrado sobre resiliência foi feita na COPPE/UFRJ por E.S. Preussler (1978). Além da montagem e calibração do equipamento, no laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ, foram feitos estudos de campo, coleta de amostras, ensaios triaxiais dinâmicos e análise de estruturas de pavimentos com o uso do Programa FEPAVE 2. Verifica-se o fato pouco esperado, se julgado sob a visão Método do CBR, de que materiais granulares de sub-bases e bases, podem ser causas de deformações resilientes excessivas que causavam o trincamento de revestimentos betuminosos e de camadas cimentadas. Dava-se com essa tese o primeiro passo para o desenvolvimento da metodologia de cálculo de deforma-

ções resilientes de estrutura de pavimentos.

A frequência de carregamento estabelecida foi de 20 repetições por minuto (0,33 Hz) e o tempo de carregamento de 0,14s, o que resulta num período de repouso de 2,86s. Após várias tentativas, chegou-se a um número de aplicações de 200, a cada nível de tensões na fase de condicionamento, que visa à eliminação (minimização) da influência dos caminhos de tensões e das maiores deformações plásticas. Vários fatores que afetam os módulos resilientes foram estudados, confirmando-se trabalhos estrangeiros.

Uma peculiaridade da metodologia mais tarde estabelecida, é a compactação das amostras no teor de umidade ótima. Isto decorre das observações seguidamente realizadas de que a umidade de equilíbrio dos subleitos e de camadas terrosas do pavimento no Brasil, é inferior, ou no máximo igual à ótima do ensaio de compactação Proctor.

A segunda tese, de Margareth Svenson (1980), estudou a resiliência de solos argilosos de subleitos e camadas inferiores de pavimentos flexíveis. Os fatores influentes do módulo resiliente foram estudados. A tensão confinante de 0,21 kgf/cm² foi escolhida por representar um valor médio que ocorre "in situ" naquelas camadas. Fatores intrínsecos do solo e de seu estado de umidade e compactação também foram estudados.

O prosseguimento dos estudos de Preussler, dentro do convênio COPPE/UFRJ com o IPR/DNER, que levaram a sua tese de doutorado (1983), incluiu a realização de estudos de fadiga de misturas betuminosas, com variação da temperatura, por meio de ensaios de compressão diametral de cargas repetidas. Ampliou-se o número de tipos de solos ensaiados, comprovou-se a adequação da metodolo

logia de redução de deflexões, e pode-se desenvolver um método de dimensionamento de reforço baseado na deflectometria, fadiga dos revestimentos e características resilientes dos solos brasileiros abrangidos na pesquisa (sudeste, sul e parte do centro-oeste; uma laterita do Pará, incluída).

Com Jorge A. Ceratti, estão em andamento pesquisas sobre fadiga de misturas de solo-cimento (1983). Além dos ensaios de compressão diametral, prevê-se ensaios à flexão de vigotas.

2.5 - Estudos de Materiais Granulares Grossos e Argilas; Coeficiente de Poisson

2.5.1 - Estudos de Hicks

No estudo da resiliência de materiais granulares grossos, ainda não abordado antes, utilizou Hicks (1970) corpos-de-prova de 10cm de diâmetro por 20cm de altura, compactado por vibração. O condicionamento inicial foi obtido com 1000 aplicações de tensão deviatória de $1,05 \text{ kgf/cm}^2$ à tensão confinante de $0,7 \text{ kgf/cm}^2$, frequência de 20 por minuto e duração de 0,1seg. Após este condicionamento as deformações axiais eram medidas depois da aplicação de 50 a 100 repetições.

Os ensaios foram realizados com materiais seco, parcialmente saturado e saturado. Hicks apoiou-se nos trabalhos de Dehlen (1968) quanto a atuação do atrito entre a base, corpo-de-prova e cabeçote que mostraram ser ele pouco influente nos valores de M_R e \dot{v}_r , se medidas as deformações no quarto-médio da amostra.

O comportamento resiliente quanto ao módulo, pode ser bem relacionado com a tensão confinante σ_3 ou a soma das tensões principais, segundo Biarez (1962).

Pela figura 2.6 vê-se que ν_r tanto pode crescer como decrescer com σ_3 . Daí concluiu que se poderá adotar um valor único, médio, para o ν_r , mesmo que se possa determinar uma expressão matemática de ν_r para cada σ_3 . É o que propõe Hicks:

$$\nu_r = b_1 + b_2 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + b_3 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + b_4 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^3$$

onde

ν_r - coeficiente de Poisson resiliente

σ_1 e σ_3 - tensões principal maior e confinante, respectivamente

b_1 - coeficientes determinados experimentalmente.

O efeito da densidade relativa no módulo resiliente foi mais acentuado no agregado parcialmente britado do que no britado. Quanto ao coeficiente de Poisson, este descrece suavemente com o aumento da densidade. É o que mostra a figura 2.7 .

O efeito do grau de saturação no comportamento resiliente é significativo para baixos níveis de tensões. Para altos níveis, sua influência é pequena. Ela afeta tanto k_1 como k_2 da equação $MR = k_1 (\sigma_3)^{k_2}$. Em todos os ensaios, em termos de tensões totais, k_1 decresce da situação seca para a situação parcialmente saturada. A constante k_2 , tende a crescer com o aumento do grau de saturação, embora esta não tenha sido a tendência de todos os ensaios. A influência do grau de saturação no módulo resilien-

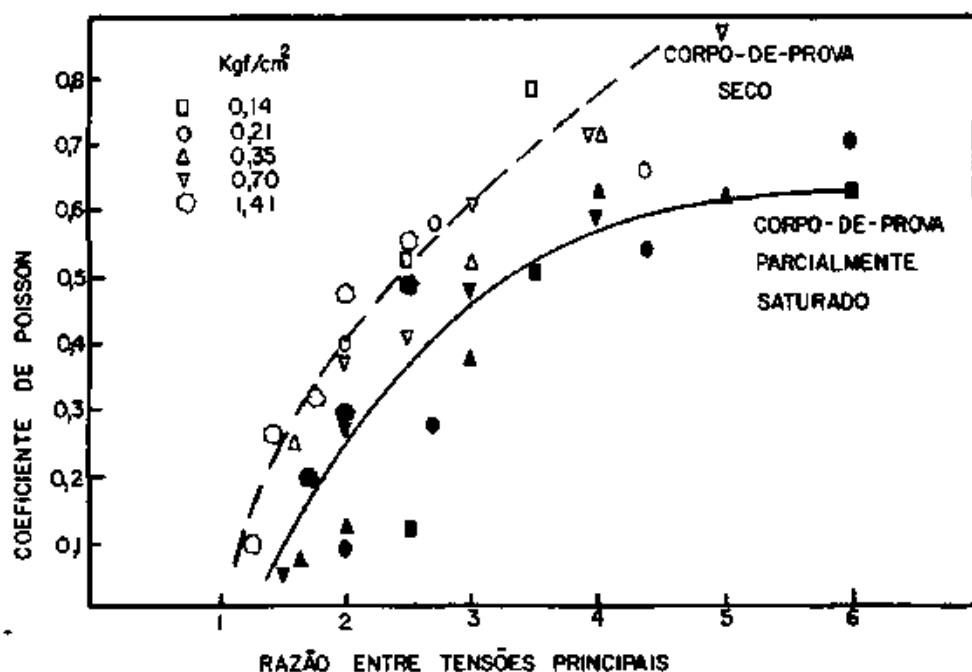


Figura 2.6 - Coeficiente de Poisson em função da razão de tensões principais. Pavimento protótipo de base granular (Apud Hicks - 1970)

te também parece ser função do tipo de agregado e graduação, ou mais, precisamente, da porcentagem de material britado na amostra e a de finos passando na peneira número 200.

As relações entre o coeficiente de Poisson e a razão σ_1/σ_3 são sensivelmente afetadas pelo grau de saturação. Em geral, quando o grau de saturação cresce, o coeficiente de Poisson decresce.

É interessante notar que para as amostras saturadas, geralmente o coeficiente de Poisson foi maior que 0,5, independente do ensaio ser drenado ou não. Teoricamente para estes ensaios, o coeficiente de Poisson deveria ser 0,5 uma vez que não há variação de volume. Segundo Hicks, o fato dele não ter sido, leva a concluir que ou as leituras não são representativas da resposta da amostra ou não há homogeneidade na mesma. A figura 2.8 mostra a influência do grau de saturação no módulo resiliente e no coe-

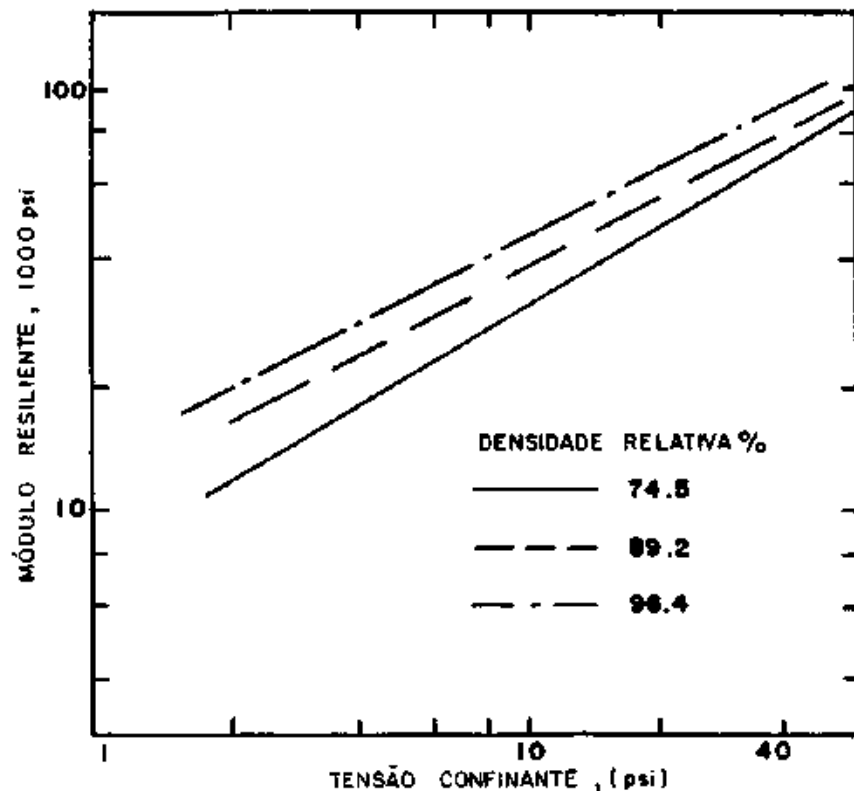


FIGURA 2.7a EFEITO DA DENSIDADE NA RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO RESILIENTE E A TENSÃO CONFINANTE, TEXTURA GROSSA. (Apud Hicks 1970)

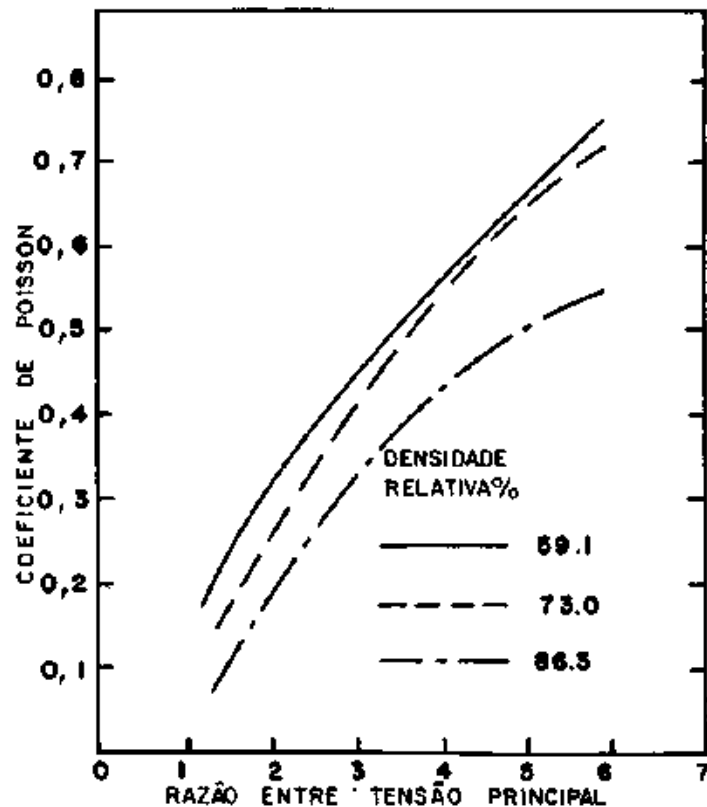


FIGURA 2.7b EFEITO DA DENSIDADE NA RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE POISSON E A RAZÃO DAS TENSÕES PRINCIPAIS, TEXTURA FINA. (Apud Hicks 1970)

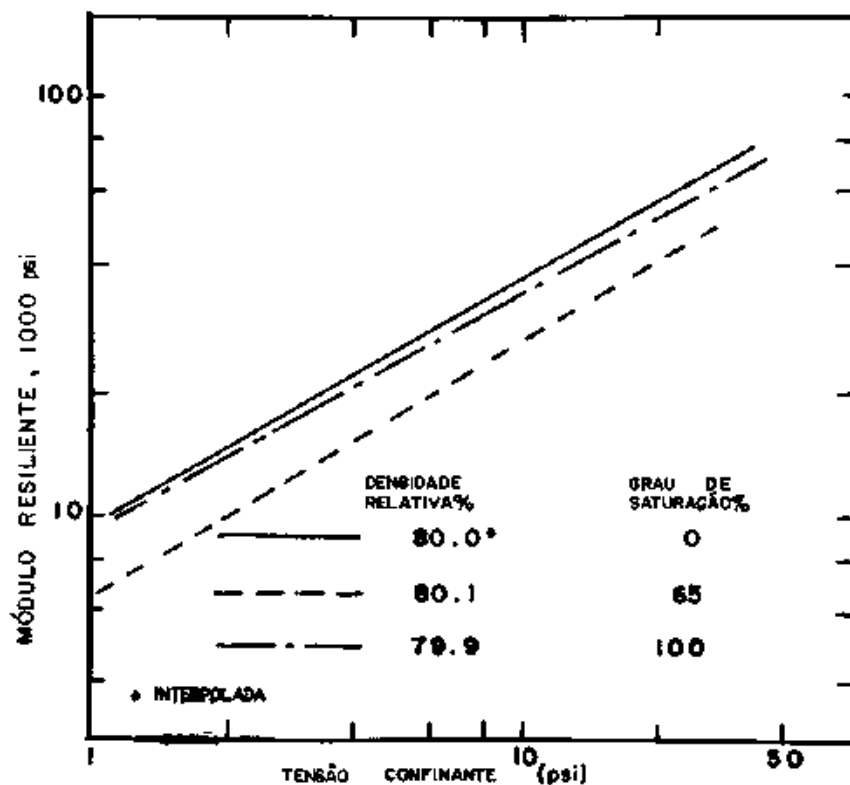


FIGURA 2.8 - EFEITO DO GRAU DE SATURAÇÃO NA RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO RESILIENTE E A TENSÃO CONFINANTE, TEXTURA GROSSA (Apud Nichols 1970)

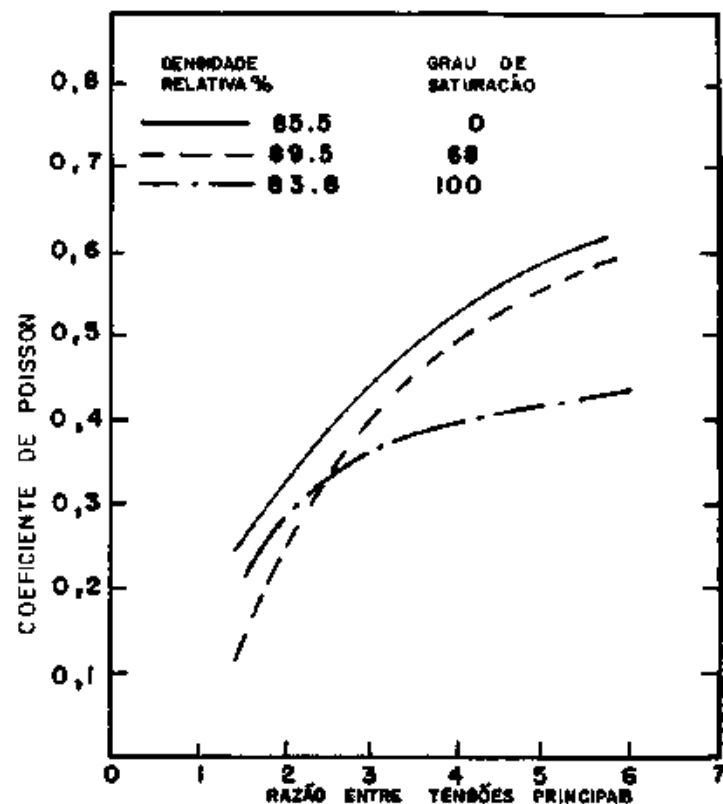


FIGURA 2.9 - EFEITO DO GRAU DE SATURAÇÃO NA RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE POISSON E A RAZÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS, TEXTURA GROSSA. (Apud Nichols 1970)

ficiente de Poisson.

Segundo Hicks, para materiais secos ou parcialmente saturados, o efeito do caminho de tensões no módulo resiliente será pequeno se a amostra for ensaiada de 50 a 100 repetições para cada nível de tensões. Observou este pesquisador que para o caso de materiais seco e parcialmente saturado e num mesmo nível de tensões, o coeficiente de Poisson permanece praticamente constante após 100 a 300 repetições do carregamento.

Para o estudo das propriedades de resiliência do subleito, Hicks extraíu amostras indeformadas de várias profundidades. As condições de ensaio, no que diz respeito à fase de condicionamento e leituras, foram semelhantes às empregadas para os materiais granulares. Em todos os ensaios o módulo resiliente decresceu com o aumento da tensão-desvio, enquanto que o coeficiente de Poisson sofreu uma pequena influência do nível de tensões aplicado. (Figura 2.9).

2.5.2 - Estudos de Allen

Allen (1973) investigou o efeito da pressão lateral não constante na resposta resiliente de materiais granulares tendo utilizado três tipos de materiais: pedra britada, cascalho e mistura de pedra mais cascalho.

Os corpos-de-prova de 15,2cm de diâmetro por 25,4cm de altura, moldados a três níveis de densidade, foram submetidos a dois tipos de ensaios:

- Com tensão confinante constante, T.C.C.

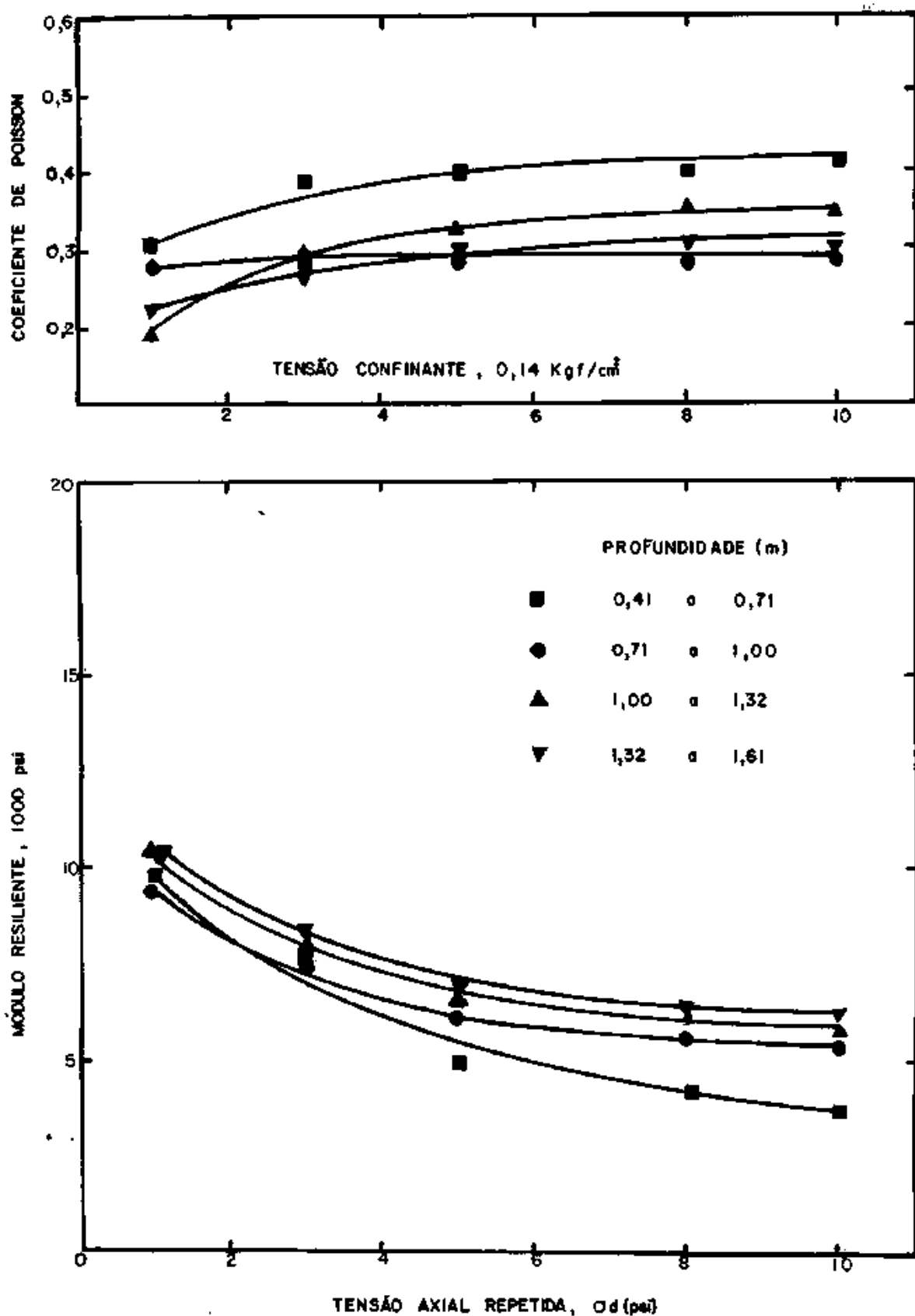


Figura 2.9 - Módulo Resiliente e Coeficiente de Poisson do subleito argiloso como uma função da tensão axial repetida e a profundidade abaixo da superfície do pavimento (APUD Hicks-1970).

- Com tensão confinante variável, T.C.V.

Nos ensaios, Allen procurou investigar a influência do caminho de tensões, duração e frequência do carregamento, densidade e tipo de agregado na resposta resiliente dos materiais granulares.

Graficamente os resultados típicos obtidos por ele, para as duas condições de ensaio, são mostrados na figura 2.10.

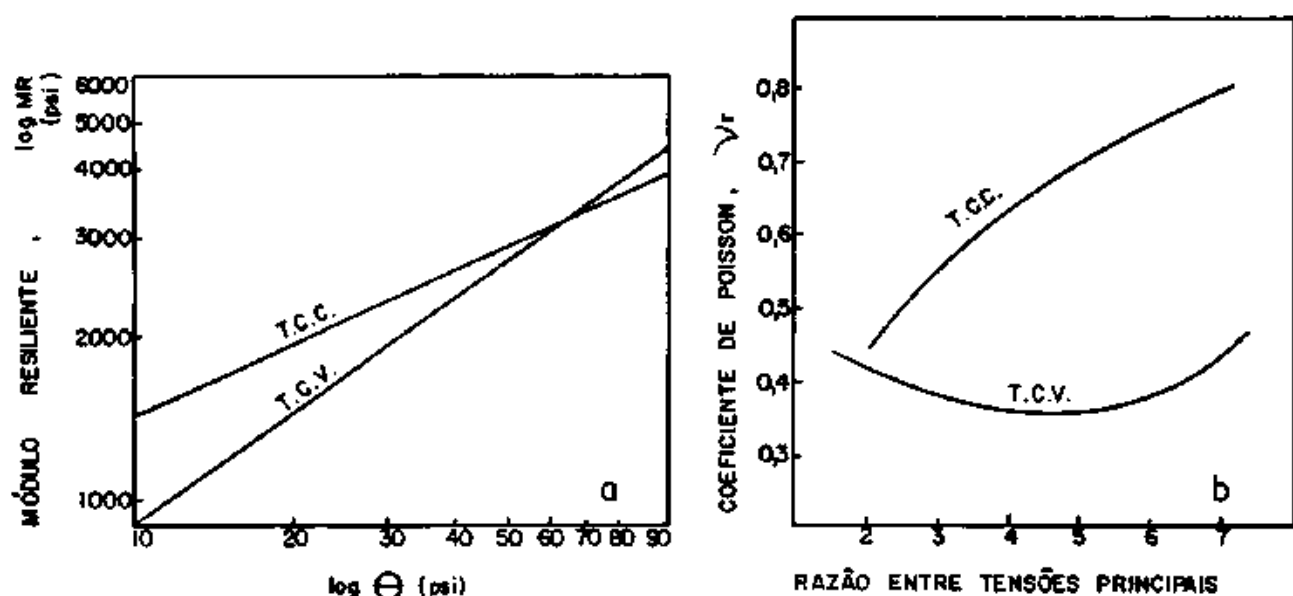


Figura 2.10 - Resultados típicos obtidos por Allen: a - módulo resiliente, b - coeficiente de Poisson.

Parece, em geral, que o ensaio T.C.C. superestima o módulo resiliente. Entretanto, isto não pode ser tomado como evidência e a diferença entre os dois, depende do nível de tensões em que eles são calculados.

O contraste no comportamento do coeficiente de Poisson pode indicar que as condições do ensaio T.C.C. causam na amostra uma maior mudança de volume que no ensaio T.C.V.

Da Teoria da Elasticidade, demonstra-se que materiais isotrópicos e elásticos, não podem ter um valor de coeficiente de Poisson maior que 0,5. Entretanto, como é visto na figura 2.10 para os ensaios T.C.C. encontram-se valores de ν_r maiores que 0,5. Segundo Allen, "certamente uma porcentagem da grande deformação lateral envolvida é devida a não uniformidade do estado de tensão-deformação nas amostras. Contudo, pode-se também dizer que estes resultados indicam um comportamento anisotrópico destes materiais granulares. Este comportamento, não foi observado nos ensaios T.C.V. para σ_1/σ_3 entre 2 a 7. Todavia, para razões de tensões próximas da condição hidrostática, as medidas da deformação lateral são, de certa forma, tão grandes que podem ser incompatíveis com a propriedade de material isotrópico. Isto indica que a rigidez do material foi menor na direção lateral que na direção axial.

As conclusões mais importantes à que chegou Allen foram as seguintes:

- a - A resposta resiliente de uma amostra determinada após 50 a 100 repetições das tensões é representativa do comportamento do material grosso;
- b - uma única amostra pode ser usada para medir a resposta resiliente em todo o intervalo do nível de tensão. O caminho de tensões aplicado revelou que estes níveis de tensões podem ser aplicados no corpo-de-prova em qualquer ordem;
- c - a variável que mais significativamente afetou a resposta resiliente da amostra granular foi o estado de tensão aplicado. As equações utilizadas para predizer o comportamento resiliente são:

$$MR = k_1 (\sigma_3)^{k_2} \quad \text{ou} \quad MR = k_1 (\theta)^{k_2}$$

e

$$v_r = b_1 + b_2 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + b_3 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^2 + b_4 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^3$$

onde

MR - Módulo resiliente.

v_r - Coeficiente de Poisson resiliente.

σ_1, σ_3 - Tensão principal maior e menor respectivamente.

b_i, k_1 - Coeficientes determinados experimentalmente.

d - O ensaio T.C.C. superestima o valor do coeficiente de Poisson resiliente. As condições deste ensaio são tais que impõe, uma maior mudança de volume na amostra;

e - embora o ensaio T.C.C. fornece altos valores de coeficientes de Poisson resiliente, o uso de valores constantes de v_r para materiais granulares na ordem de 0,35 a 0,40 parece representar adequadamente estes materiais na análise de pavimentos. Esta conclusão é formada com base na curvatura suave obtida a partir dos resultados dos ensaios T.C.V. no intervalo de 2 a 7 para a razão σ_1/σ_3 .

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS E SOLOS ESTUDADOS

3.1 - Introdução

O objetivo inicial da Tese, qual seja, a determinação do coeficiente de Poisson em ensaios triaxiais de carga repetida e o cálculo de deflexões em pavimentos foi ampliado pela possibilidade de se comparar as deformadas calculadas, levando-se em conta ou não o coeficiente de Poisson variável, e as deformadas medidas de um pavimento real.

O fato de se lidar com estruturas reais, permitirá que, além de se fazer o estudo da influência do coeficiente de Poisson no cálculo da deformada, se possa aplicar a metodologia desenvolvida na COPPE a um caso real de restauração de pavimento (da rodovia BR 101/Santa Catarina) e também a própria divulgação da metodologia naquele Estado.

A descrição dos estudos de campo, por se tratar de serviço rotineiro, embora aproveitado para fins de pesquisa, são apresentados no Apêndice A.

3.2 - Estrutura dos Perfis Estudados

Os perfis obtidos conforme descrição no Apêndice A, estão apresentados no quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Espessura das Camadas e Descrição do Tipo de Solo Encontrado

PERFIL	CAMADA	ESPESSURA (cm)	MATERIAL	UMIDADE %	DENSIDADE gf/cm ³
1	Capa	6,0	CBUQ	-	-
	Base	21,0	Seixo rolado britado de basalto + cinzas	7,16	2,181
	Sub-base	22,0	Saibro areno argilo silto- so residual de gnaissse com algum seixo - cor amarela	6,53	1,990
	Reforço	21,0	Saibro areno argilo silto- so residual de gnaissse cor rôseo	7,99	1,983
	Sub- leito	-	Argila vermelha com man- chas cinzas (aterro)	16,62	1,691
2	Capa	7,0	CBUQ	-	-
	Base	24,0	Seixo rolado britado de basalto + cinzas	7,18	2,147
	Sub- base	30,0	Saibro areno siltoso resi- dual de gnaissse cor amare- lo escuro	7,50	1,988
	Reforço	13,0	Saibro areno argilo silto- so residual de gnaissse cor verde cinzento	8,61	1,948
	Sub- leito	-	Argila vermelha (aterro)	15,89	1,697

3.3 - Caracterização dos Materiais

Os ensaios de granulometria, compactação e CBR foram executados nas dependências do Laboratório de Materiais Rodoviários do DER/SC. e na execução dos ensaios seguiu-se as instruções preconizadas pelos métodos de ensaio do DNER.

Os ensaios de compactação foram executados mecanicamente, exceto para o material de base, no qual se empregou o processo convencional.

Os materiais de base e sub-base foram compactados na energia do Proctor intermediário enquanto que os de reforço e subleito, foram na energia do Proctor normal.

A densidade real dos grãos, exceto a da base, e os limites de liquidez e plasticidade foram determinados na COPPE.

O quadro 3.2 resume os resultados dos ensaios e na figura 3.1 são apresentados as curvas granulométricas dos respectivos materiais.

A densidade dos grãos do material de base foi determinada através de uma média ponderada entre as densidades reais dos grãos obtidas para cada fração de solos que o compõe. Estes valores são mostrados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Composição do Material de Base

Fração	Peneira/ número	Material predominante	Densidade real (gf/cm ³)
Grossa	retida na 4	basalto	2,909
Média	passando na 4 retida na 100	basalto quartzos	2,710
Fina	passando na 100	cinzas	2,100

3.4 - Comentários

- i - É interessante observar que os ensaios de caracterização e resistência dos materiais pertencentes às camadas com a mesma função no perfil do pavimento apresentaram valores bastante próximos.
- ii - As granulometrias da base e sub-base atendem às especificações atuais.
- iii - Os graus de compactação da base e sub-base estão abaixo dos valores especificados usualmente.
- iv - Vide no Apêndice A, seção 4, observações sobre a granulometria grossa do material de base e os ensaios dinâmicos.

Quadro 3.2 - Características Geotécnicas dos Solos Estudados

Perfil	Camada	Energia de Compactação	$\gamma_{s\text{m}\ddot{a}x}$ (gf/cm ³) hot (%)	Grau* de Compactação (%)	CBR (%)	% em peso passando nas peneiras (mm)					γ_d (gf/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação HRB
						19,1	9,5	2,0	0,42	0,075					
1	Base	I	2,214 6,1	99	300	77	47	33	28	9	2,767	-	-	NP	A-3 (0)
	Sub-Base	I	2,068 7,7	96	64	100	96	64	36	19	2,650	27	21	6,0	A-1-b (0)
	Reforço	N	2,064 9,8	96	30	100	98	76	42	23	2,644	24	18	5,0	A-2-4 (0)
	Sub-Leito	N	1,704 18,4	99	6	-	100	88	64	53	2,667	61	31	3,0	A-7-5 (12)
2	Base	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sub-Base	I	2,060 8,4	97	48	100	94	71	44	29	2,652	28	21	7,0	A-2-4 (0)
	Reforço	N	1,974 10,2	99	30	100	98	75	44	23	2,680	32	24	8,0	A-2-4 (0)
	Sub-Leito	N	1,692 18,1	100	9	-	100	82	63	49	2,654	47	31	16	A-7-5 (6)

*Grau de Compactação = $\frac{\text{Densidade de Campo}}{\gamma_{s\text{m}\ddot{a}x} \text{ (lab.)}}$

$\gamma_{s\text{m}\ddot{a}x}$ (lab.)

I - Energia do Proctor Intermediário

N - Energia do Proctor Normal

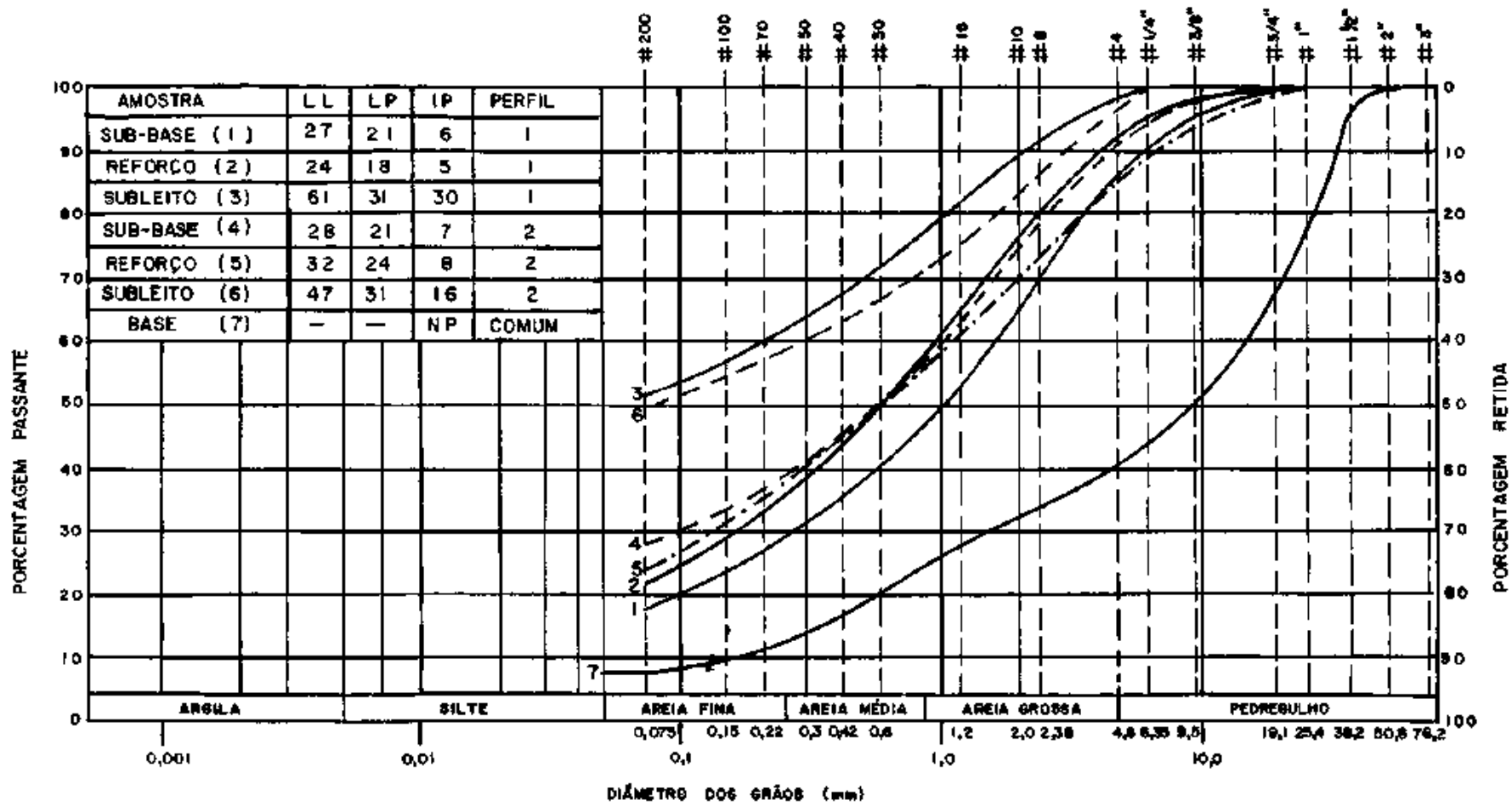


FIGURA 3.1 GRANULOMETRIA DOS SOLOS ESTUDADOS

CAPÍTULO IV

ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS COM MEDIÇÃO DA DEFORMAÇÃO LATERAL

4.1 - Introdução

O coeficiente de Poisson é um dos parâmetros mais difíceis de se obter em laboratório. Independente da técnica de ensaio, a deformação lateral é afetada não só pela não uniformidade das condições de tensão e deformação, que inevitavelmente existem na amostra, mas também pela não homogeneidade da densidade e umidade da mesma. Estas condições de não uniformidade, são manifestadas pela forma típica do bulbo de deformação lateral perto da meia altura da amostra. A não uniformidade de tensão e deformação, pode ser minimizada pela seleção de uma razão entre o diâmetro e altura do corpo-de-prova, enquanto que a não uniformidade de umidade e densidade é de difícil controle.

Com base na literatura especializada, como visto no capítulo II, certos fatores que afetam as propriedades resilientes de materiais granulares foram identificados. Dentre estes fatores, foram investigados na fase de laboratório deste trabalho, o nível de tensão aplicado, a tensão de confinamento, o grau de saturação, a energia de compactação e o tipo de material.

4.2 - Programa de Ensaios de Laboratório

4.2.1 - Materiais

Os materiais que foram ensaiados durante este estudo, podem ser agrupados em três tipos principais:

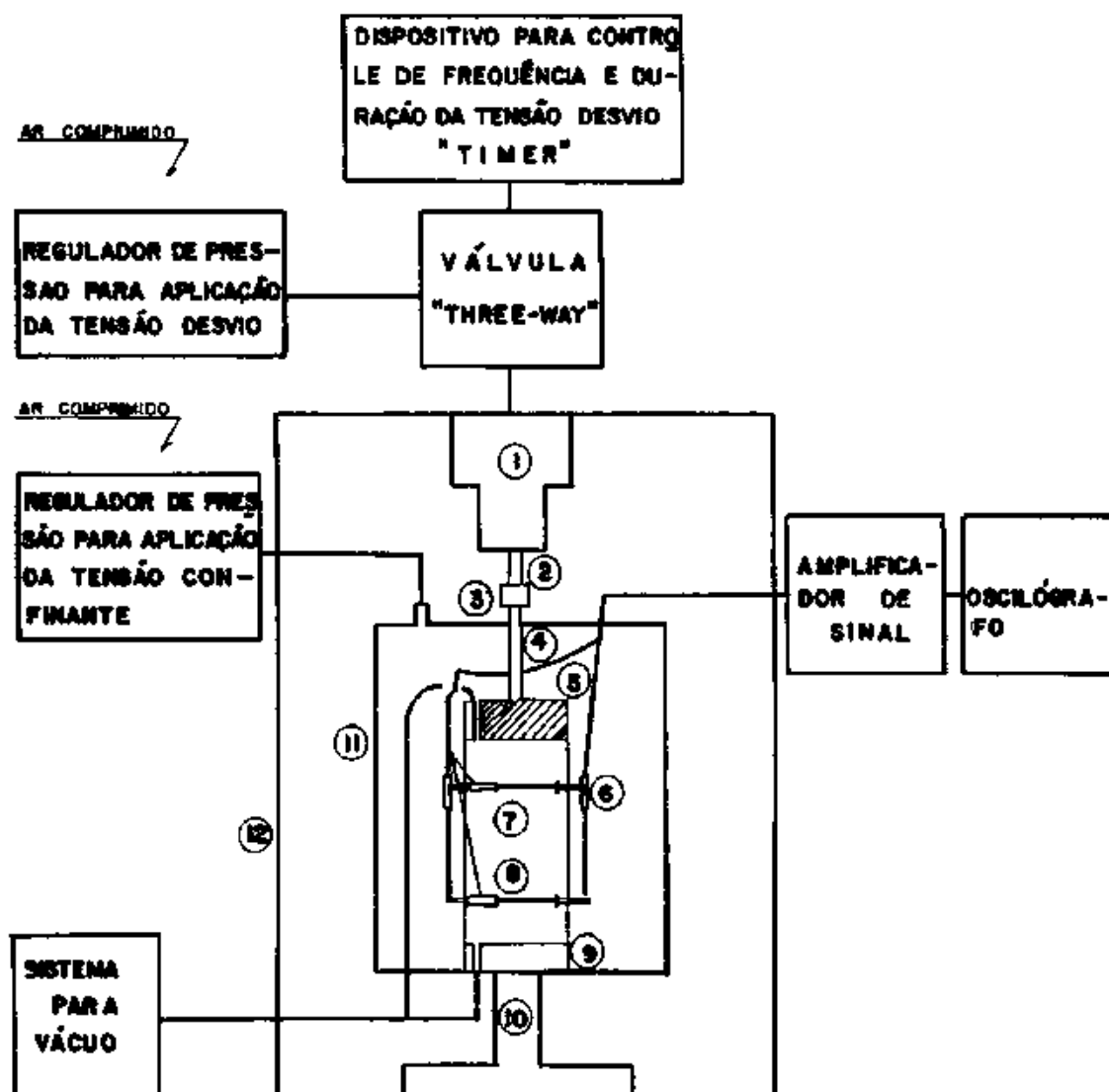
1. Seixo britado de basalto mais cinzas - não plástico
2. Solo residual de gnaisse - granular com baixa plasticidade
3. Solo residual de gnaisse - argiloso com alta plasticidade

4.2.2 - Preparação dos Corpos de Prova

Para o estudo dos fatores que afetam o comportamento resiliente mencionados no final da seção 4.1, todas as amostras ensaiadas foram compactadas por impacto no equipamento "Carlos de Souza Pinto" [13].

Os corpos-de-prova de 5cm de diâmetro por 10cm de altura, foram moldados em três camadas e nas condições de unidade e densidade obtidas a partir das curvas de compactação. A condição de densidade no aparelho C.S.P. foi conseguida com a aplicação de, em média, sete golpes por camada para a energia equivalente ao Proctor normal e, em média, 18 golpes por camada para a energia equivalente ao Proctor intermediário.

Dois tipos de materiais foram utilizados no estudo do efeito da energia de compactação: um granular e outro argiloso. Para cada um deles foram obtidas duas curvas de compactação no aparelho



- | | |
|-----------------------|-------------------------------|
| ① CILINDRO DE PRESSÃO | ⑦ AMOSTRA DE SOLO |
| ② PISTÃO | ⑧ ALCAS PARA FIXAÇÃO DOS LVDT |
| ③ CONEXÃO | ⑨ BASE |
| ④ HASTE | ⑩ SUPORTE CENTRAL |
| ⑤ CABEÇOTE | ⑪ CÉLULA TRIAXIAL |
| ⑥ LVDT | ⑫ ESTRUTURA PARA SUPORTE |

FIGURA 4.1 ESQUEMA DO EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA

C.S.P.; uma equivalente à energia do Proctor normal e a outra, à energia do Proctor intermediário.

Para todos os materiais, três foram as condições de umidade e densidade utilizadas na preparação dos corpos-de-prova:

- 1 - Umidade ótima e γ_s máximo
- 2 - Umidade ótima - menos 1%
- 3 - Umidade ótima - menos 3%

A tabela 4.1 apresenta o conjunto dos ensaios realizados.

4.3 - Medição da Deformação Lateral

As deformações laterais foram medidas por meio de um par de alças distante entre si de aproximadamente 5,0cm fixadas na parte central do corpo-de-prova.

O sistema de medição e posicionamento das alças no corpo-de-prova é mostrado na figura 4.1.

A Figura 4.2 mostra detalhes do par de alças utilizados para o registro das deformações.

A aplicação do carregamento axial provoca deformações radiais e axiais no corpo-de-prova. Na direção radial, a deformação do corpo-de-prova causa uma abertura na extremidade livre de cada alça. O par de LVDTs aí fixados, medem o deslocamento que ocorrem nestas extremidades. O deslocamento assim medido, não corresponde a deformação lateral real do corpo-de-prova, sendo, portanto, necessário que se faça uma correção. Esta correção, bem como a fórmula de cálculo do coeficiente de Poisson são detalhadas no Apêndice A.

Tabela 4.1 - Amostras Ensaçadas

	Material	Energia de Compactação	h _{ót} (%)	γ _s ^{máx} (gf/cm ³)	Amostra	Umidade de Ensaio (%)	γ _s de ensaio (gf/cm ³)	Grau de Saturação (%)
Perfil 2	Base	Intermediária	7,1	2,138	A1	4,5	2,090	42
					A2	6,0	2,124	60
					A3	6,8	2,133	71
	Sub Base I	Intermediária	8,5	2,078	A4	5,5	2,024	47
					A5	7,6	2,053	70
					A6	8,4	2,062	78
	Sub Base II	Normal	10,8	1,986	A7	7,8	1,940	56
					A8	9,5	1,970	73
					A9	10,5	1,986	84
	Reforço	Normal	10,2	1,988	A10	7,1	1,891	47
					A11	9,3	1,954	70
					A12	10,1	1,978	79
Sub Leito I	Normal	18,2	1,740	A13	15,3	1,686	70	
				A14	17,2	1,732	86	
				A15	18,2	1,740	93	
Sub Leito II	Intermediária	15,5	1,822	A16	13,3	1,770	71	
				A17	15,1	1,816	86	
				A18	16,1	1,814	92	
Perfil 1	Sub Base	Intermediária	7,7	2,080	A19	5,0	1,980	39
					A20	6,8	2,053	61
					A21	7,7	2,080	74
	Reforço	Normal	9,8	2,016	A22	6,5	1,954	45
					A23	8,7	1,998	69
					A24	9,8	2,016	80
	Sub Leito	Normal	18,4	1,705	A25	15,4	1,654	68
					A26	17,3	1,690	82
					A27	18,2	1,705	91

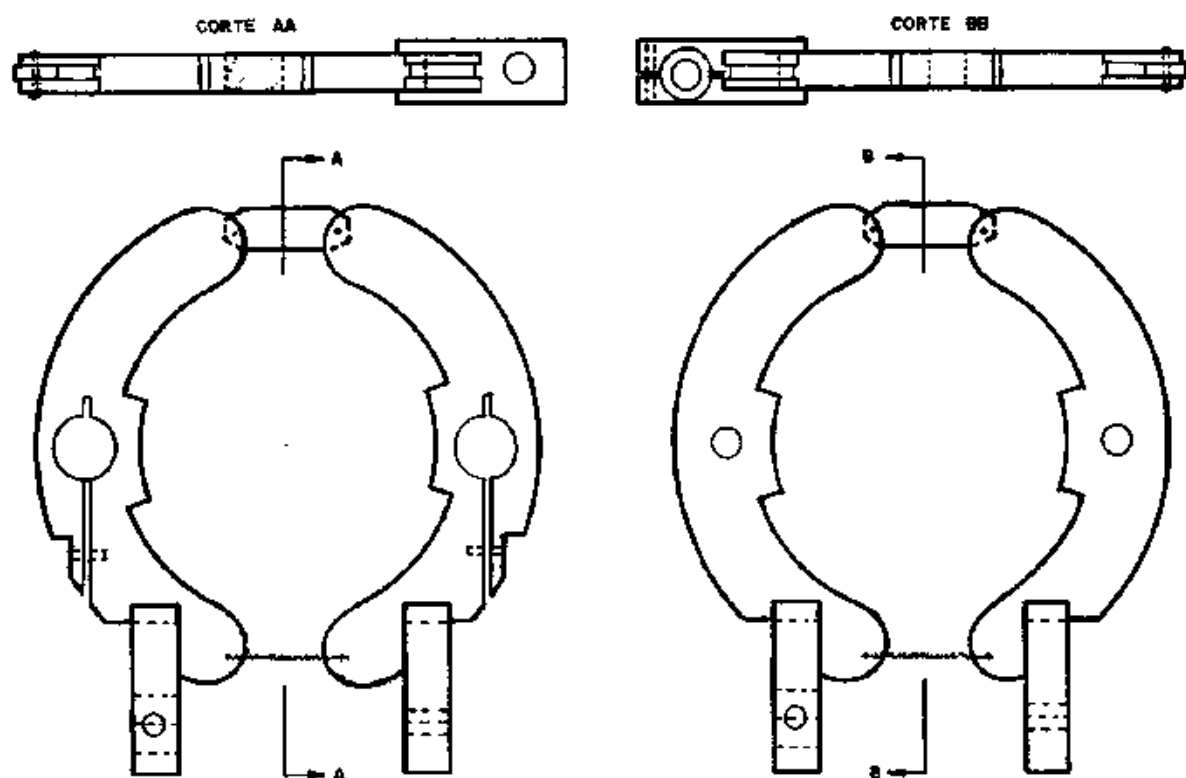


Figura 4. 2 - Detalhe das Alças.

4.4 - Procedimento de Ensaio

4.4.1 - Ensaio Preliminares

Esta etapa de ensaios teve por objetivo a familiarização com o equipamento Triaxial de Carga Repetida, com a técnica de ensaio e ainda, a avaliação do sistema de aquisição dos dados de deformação radial.

Também aproveitou-se esta fase para testar a repetibilidade dos ensaios e a influência da lubrificação das interfaces do corpo-de-prova com o cabeçote e a base nas medidas de deformação ra-

dial. A Figura 4.3 mostra detalhes da lubrificação.

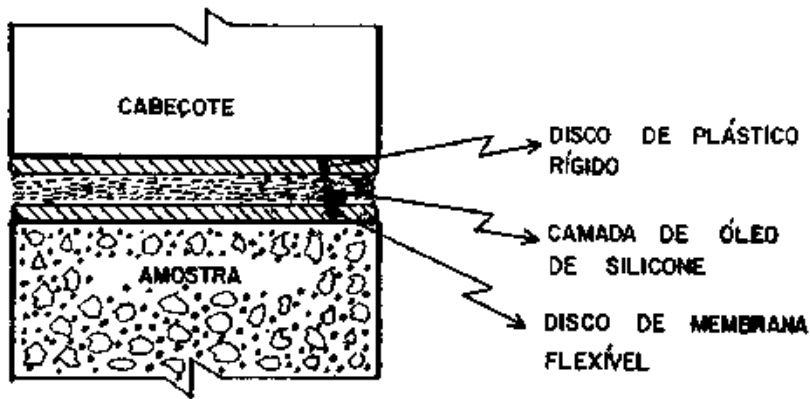


Figura 4.3 - Detalhe da Lubrificação das Interfaces
Amostra - Cabeçote e Base

O objetivo da lubrificação era diminuir o atrito nas interfaces, e, conseqüentemente, obter-se uma deformação lateral mais uniforme do corpo-de-prova.

Com este intuito, foram executados ao todo 16 ensaios, conforme esquema abaixo:

16 ensaios	8. material granular	4 na hõt	[2 c/lubrificação
		γ_s máx	2 s/lubrificação
	8. material Argiloso	4 a menos	[2 c/lubrificação
		3% da hõt	2 s/lubrificação
		4 na hõt	[2 c/lubrificação
		γ_s máx	2 s/lubrificação
		4 a menos	[2 c/lubrificação
		3% da hõt	2 s/lubrificação

4.4.2 - Observações Sobre os Ensaios Preliminares

Para os corpos-de-prova compactados no ramo seco, a repetibilidade alcançada foi considerada satisfatória. Observou-se que uma pequena variação na umidade provoca uma sensível mudança nos valores do módulo. A lubrificação tem uma influência mínima e ela tende a reduzir os valores dos módulos. Não se pôde quantificar a influência no coeficiente de Poisson.

Para os corpos-de-prova compactados na umidade ótima e γ_s máximo a repetibilidade foi considerada boa. Nestas amostras, a lubrificação da interface, teve grande repercussão na resposta resiliente. As deformações, tanto axial como radial, aumentaram muito com a lubrificação. Este aumento pode estar relacionado com 3 fatores:

- a)- A lubrificação da interface impede a livre drenagem do corpo-de-prova;
- b) - tempo de ensaio relativamente grande;
- c) - aplicações de razões σ_1/σ_3 muito grandes.

Estes três fatores aliados à frequência de aplicação da tensão desvio e ao grau de saturação na condição de umidade ótima, leva ao desenvolvimento da pressões neutras |5|, diminuindo a pressão efetiva e provocando um aumento nas deformações, tanto plásticas como elásticas.

Ao desenvolvimento de pressões neutras, foi atribuído a ruptura de dois corpos-de-prova, nesta fase, uma vez que o nível de tensões aplicado, com base nos estudos de Preussler |10| estava muito abaixo da tensão de ruptura.

Desta forma, a idéia de lubrificação das interfaces amostra-

cabeçote foi abandonada.

4.4.3 - Técnica de Ensaio

a) - Preparação dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova de 5cm de diâmetro e 10cm de altura, foram obtidos por compactação por impacto, segundo o método "Carlos de Souza Pinto" [13] em condições de umidade e densidade a partir das curvas de compactação.

b) - Instalação dos corpos-de-prova

A instalação dos corpos-de-prova na célula triaxial exige cuidados, pois dela depende a qualidade dos resultados e compreende as seguintes etapas:

- Assento do corpo-de-prova na base da célula com a pedra porosa; pressão interna da amostra igual a pressão atmosférica;
- colocação do cabeçote e da membrana envolvente;
- fixação das alças no quarto médio do corpo-de-prova;
- fixação dos dois pares LVDTs no par de alças;
- colocar os LVDTs em condições de registro dos deslocamentos, começando pelos que medem a deformação lateral;
- medição da distância entre alças. Este será o comprimento de referência para o cálculo das deformações verticais.

Completada a instalação do corpo-de-prova, aplica-se uma sequência de carregamento dinâmicos com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações da tensão desvio e também para reduzir o efeito do caminho de tensões no comportamento resiliente.

c) - Sequência de carregamento

A sequência de carregamento imposta ao corpo-de-prova para a caracterização do comportamento resiliente dos materiais, granular e argiloso, foi a que está sendo utilizada, no momento, em pesquisas e trabalhos de consultoria desenvolvidos na COPPE, com apenas uma modificação: o número de níveis de tensões aplicados, para cada valor de σ_3 , foi 5 ao invés de 3. Isto, para que se tivesse uma melhor visualização da evolução do coeficiente de Poisson com o aumento da razão σ_1/σ_3 .

Nas Tabelas 4.2 e 4.3 estão mostrados os caminhos de tensões empregados.

A frequência e duração do carregamento foram 20 por minuto e 0,14 segundos respectivamente.

As medidas de deformação foram feitas após 50 a 100 aplicações de cada tensão desvio.

d) - Equações constitutivas

As equações constitutivas para a evolução do comportamento resiliente com o nível de tensão aplicado foram aquelas propostas por Allen [4] e Ricks [3] em seus estudos:

$$MR = K_i (\sigma_3)^{K_2}$$

$$v_r = b_1 + b_2 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + b_3 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^2 + b_4 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^3$$

onde:

MR - módulo resiliente

v_r - coeficiente de Poisson resiliente

K_i e b_i - coeficientes determinados experimentalmente.

Os coeficientes K_i e b_i foram determinados por regressão linear.

Tabela 4.2 - Solos Granulares

σ_3 Tensão Confinante (kgf/cm ²)	σ_3 Tensão Desvio (kgf/cm ²)	σ_1/σ_3	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_d (kgf/cm ²)	σ_1/σ_3
0,208	0,231	2,1	0,723 *	0,697*	2,0
	0,410	3,0		1,414	3,0
	0,625	4,0		2,120	3,9
	0,840	5,0		2,809	4,9
	1,055	6,1		3,499	5,8
0,352	0,374	2,1	1,027 *	1,055	2,0
	0,697	3,0		2,120	3,1
	1,055	4,0		3,155*	4,1
	1,414	5,0		4,189	5,1
	1,775	6,0			
0,521	0,517	2,0	1,431	1,414	2,0
	1,055	3,0		2,809	3,0
	1,593	4,1		4,189	3,9
	2,120	5,1		5,568	5,9
	2,637	6,1			

*Condições de Condicionamento

Tabela 4.3 - Solos Argilosos - Subleito

σ_3 Tensão Confinante (kgf/cm ²)	σ_d Tensão Desvio (kgf/cm ²)	σ_1/σ_3
0,208	0,231	2,1
	0,374	2,8
	0,517	3,5
	0,697*	4,4
	1,055	5,8
	1,414	7,8
	2,120	11,2

*Condições de Condicionamento

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS;

INFLUÊNCIA DOS FATORES ESTUDADOS NO COMPORTAMENTO RESILIENTE

5.1. Nível de Tensões Aplicado

5.1.1 - Influência do Módulo Resiliente

A escolha do caminho de tensão a ser aplicado em cada tipo de material teve por base a classificação dos solos quanto à resiliência proposta por Preussler [10] ou seja, mais que 50% em peso passando na peneira de número 200 - solo argiloso - e menos de 50%, - solo granular. Estes caminhos de tensões são aqueles apresentados nas tabelas 4.2 e 4.3.

Para os materiais granulares, na maioria dos ensaios, a variação do módulo com a tensão desvio não ficou perfeitamente definida, isto é, o módulo resiliente tanto aumentou como diminuiu com o aumento da tensão desvio. Entretanto, duas tendências foram verificadas:

- Em níveis de tensões confinantes baixos, menores que $0,7 \text{ kgf/cm}^2$, a variação máxima dos módulos com a tensão desvio é da ordem de 30% com um valor médio de 20%;
- Para altos níveis de tensão confinante, a variação máxima dos módulos com o valor de tensão desvio é da ordem de

15% com um valor médio de 10%.

Nestas duas situações, a variação do módulo parece não depender dos valores que a razão σ_1/σ_3 assume.

É importante ressaltar que possíveis variações no módulo podem estar relacionadas com erros de leitura e de instrumentação. Quando as tensões desvio são pequenas, inferiores a $0,5 \text{ kgf/cm}^2$, além de prejudicarem a precisão do sistema pneumático para a sua aplicação, provocam deformações muito pequenas, facilitando possíveis erros de leitura. Nestas condições, diz Preussler [10], que o erro pode ser da ordem de 20% ou mais.

Em termos gerais, semelhantemente a Preussler, pode-se concluir que a variação do módulo resiliente com a tensão desvio, para os materiais estudados, é pequena, como mostram as figuras 5.1 e 5.2. Tal como ele, a influência da tensão desvio no módulo foi desprezada, adotando-se um valor médio, e a evolução do módulo resiliente com o nível de tensão aplicado é expresso apenas em função de tensão confinante, σ_3 , cuja equação constitutiva é aquela apresentada na seção 4.4.3.

Para os solos argilosos, em todos os ensaios, os valores do módulo resiliente diminuí com o aumento da tensão desvio. Esta diminuição é mais rápida para baixos valores da tensão desvio aplicada, menores que $0,7 \text{ kgf/cm}^2$, e, após este ponto, ela torna-se mais suave. Tal como Svenson [12], o modelo bi-linear foi usado para expressar o comportamento resiliente com o nível de tensão aplicado.

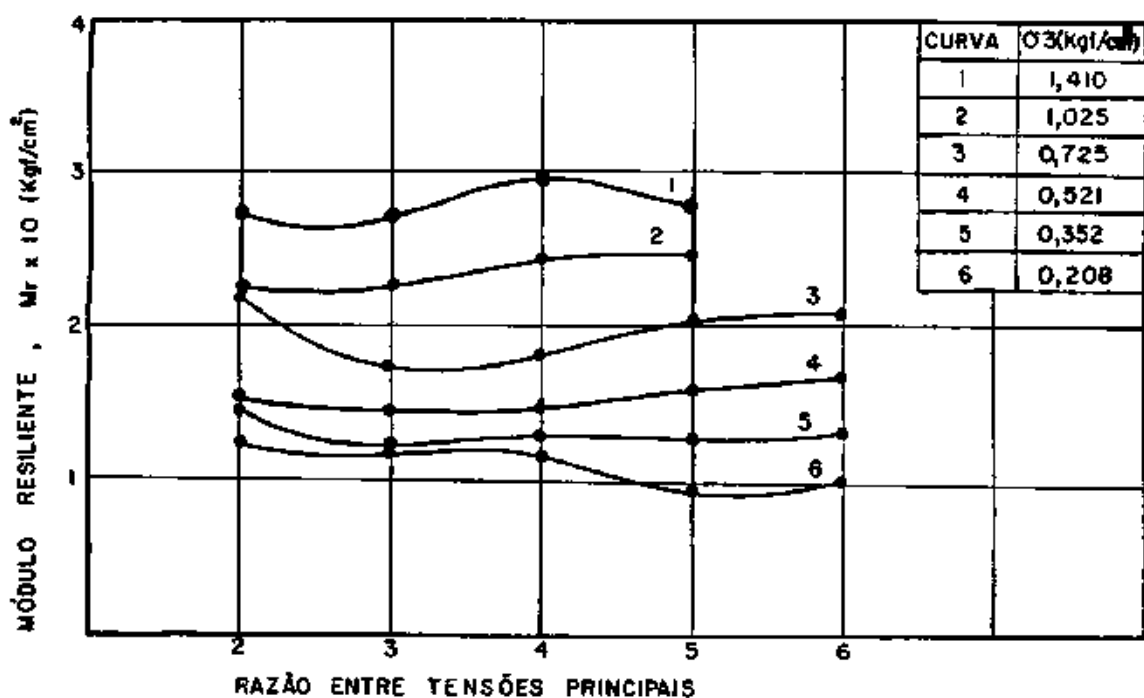


Figura 5.1 - Variação do Módulo Resiliente com a Tensão Desvio Aplicada e a Tensão Confinante. Amostra A 12.

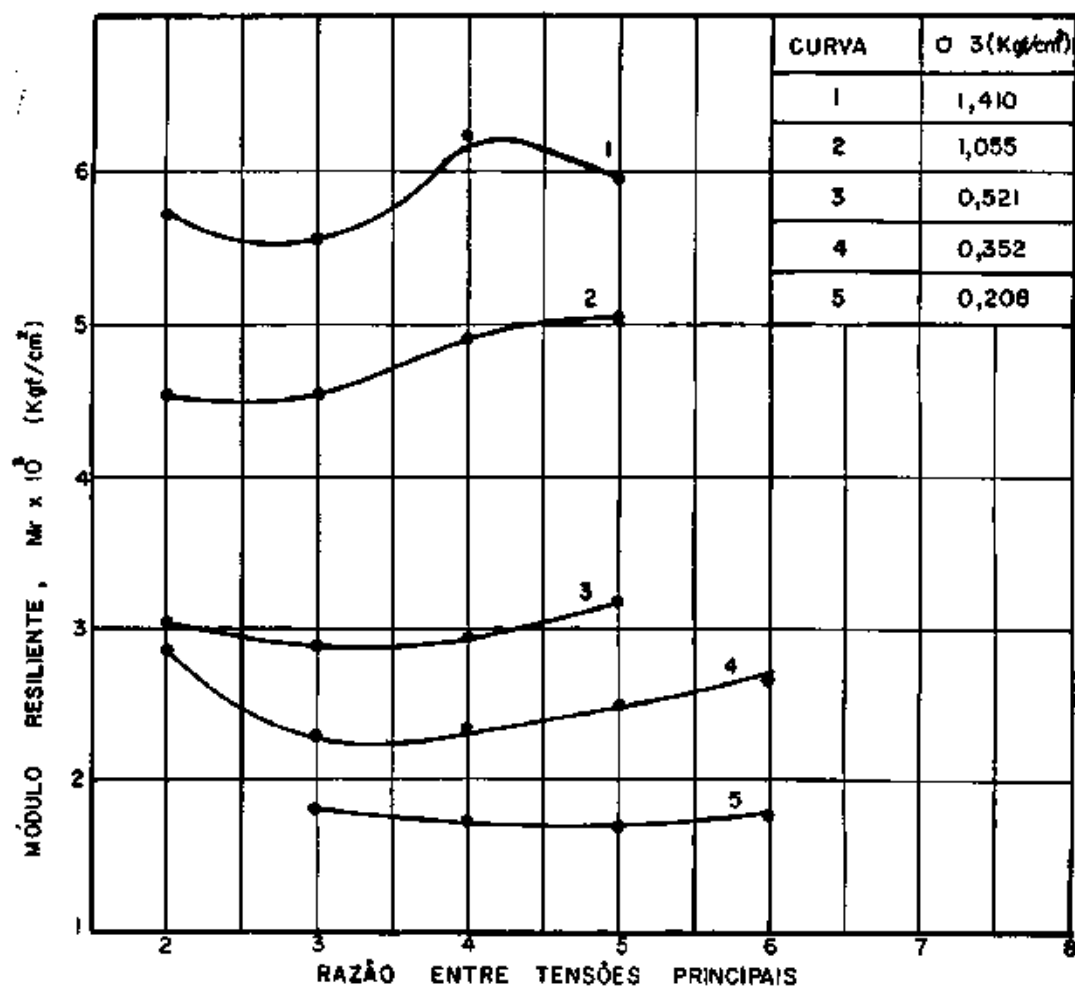


Figura 5.2 - Variação do Módulo Resiliente com a Tensão Desvio Aplicada e a Tensão Confinante. Amostra A 1.

5.1.2 - Influência no Coeficiente de Poisson Resiliente*

Nos materiais granulares, o aumento da tensão desvio sempre causou um aumento no valor do coeficiente de Poisson, ν_r . Este aumento é mais acentuado para baixos valores de σ_1 como mostra a figura 5.3.

Para os materiais argilosos a influência da tensão desvio foi mínima para razões σ_1/σ_3 maior que 3, isto é, o coeficiente de Poisson permaneceu praticamente constante como mostra a figura 5.4.

Nos materiais granulares o coeficiente de Poisson apresentou duas formas de comportamento com a variação da tensão confinante:

- a - Para o material granular não plástico, mistura de seixos e cinzas, o aumento da tensão confinante causou uma diminuição, embora de forma pouco nítida, nos valores do coeficiente de Poisson;
- b - Para os materiais granulares de baixa plasticidade, o aumento da tensão confinante causou um aumento do coeficiente de Poisson na maioria dos ensaios.

Estes dois comportamentos são ilustrados na figura 5.5.

Entretanto, a variação do coeficiente de Poisson com a tensão confinante, depende do grau de saturação da amostra. Na situação de umidade de ótima a variação é pequena quando comparada com os ensaios realizados abaixo desta. (Figura 5.6).

* Nas páginas seguintes, o parâmetro coeficiente de Poisson resiliente, ν_r , será definido apenas por coeficiente de Poisson.

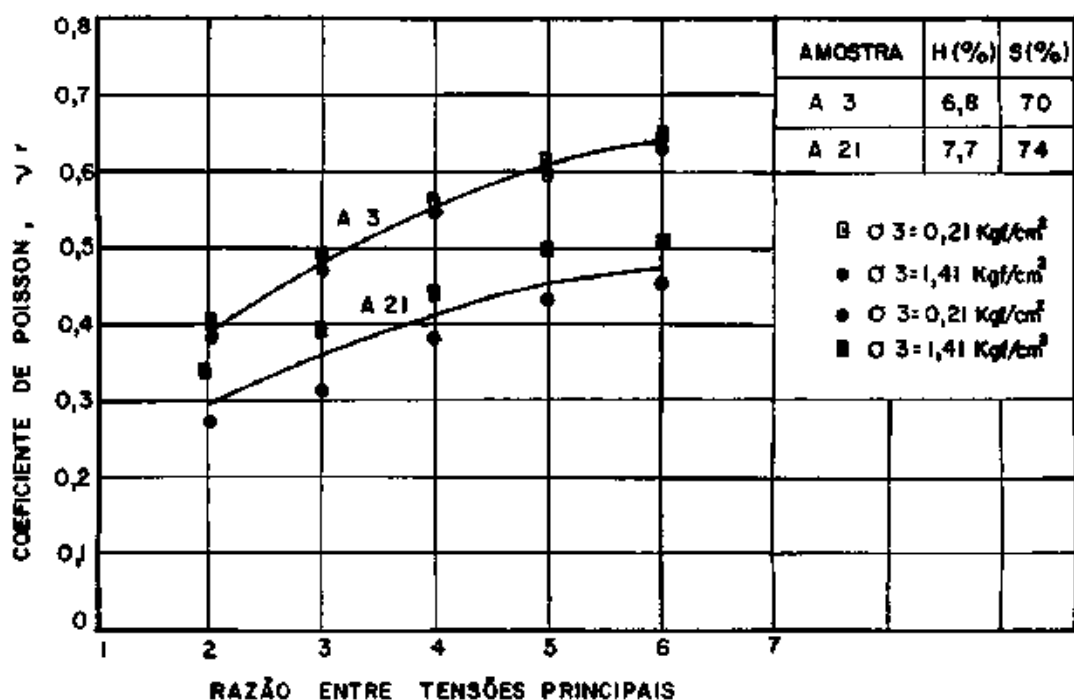


Figura 5.3 - Variação do Coeficiente de Poisson com a Tensão Desvio (granular).

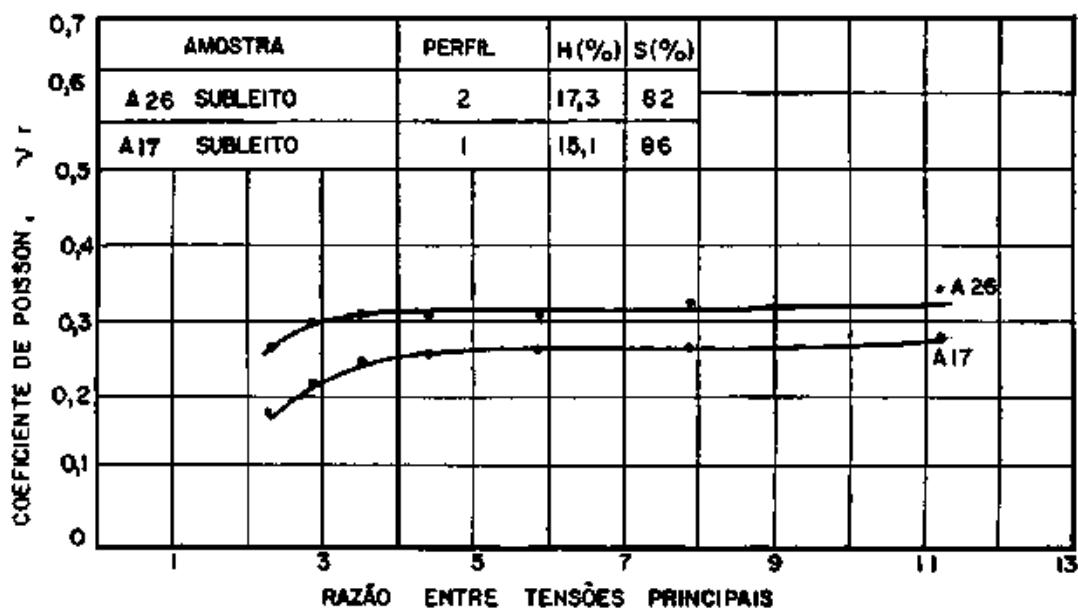


Figura 5.4 - Evolução do Coeficiente de Poisson com a Tensão Desvio (argiloso).

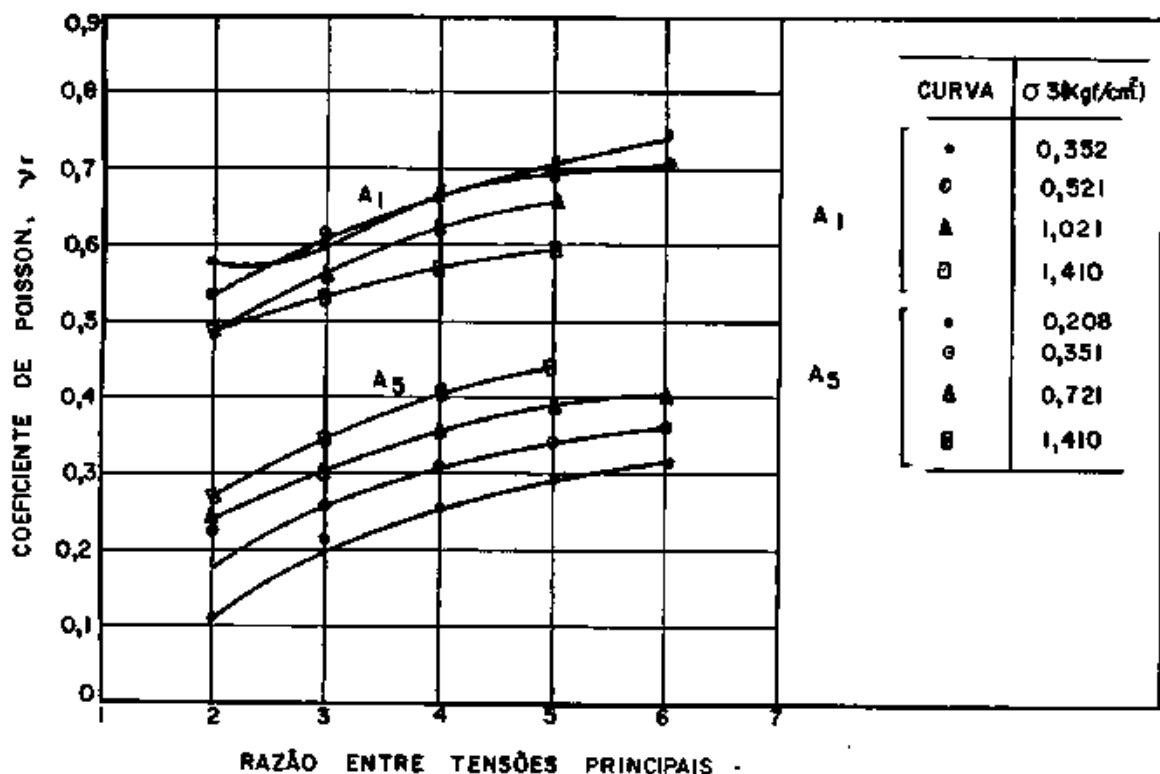


Figura 5.5 - Variação do Coeficiente de Poisson com a Tensão Confinante.

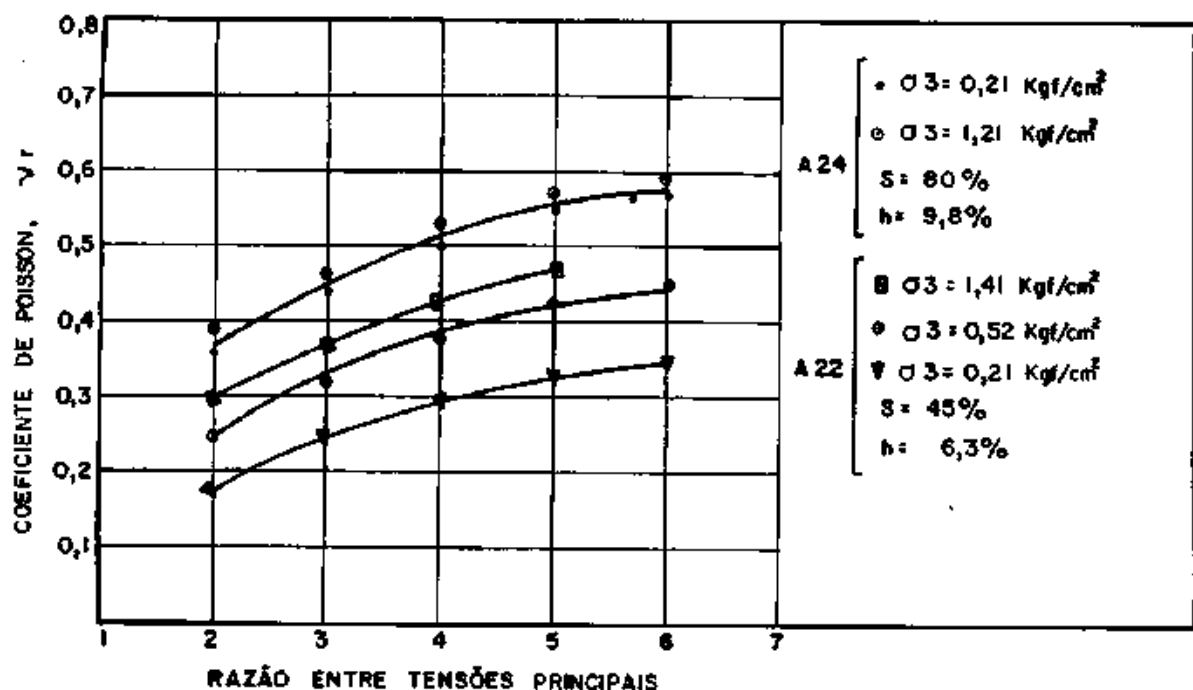


Figura 5.6 - Efeito do Grau de Saturação na Evolução do Coeficiente de Poisson com a Tensão Confinante.

5.2 - Efeito do Grau de Saturação

5.2.1 - Influência no Módulo

Observou-se, nos ensaios executados, que, tanto para materiais granulares como para os solos argilosos, o aumento do grau de saturação provoca um aumento nas deformações plásticas e elásticas e, conseqüentemente, uma diminuição nos valores dos módulos. Esta variação é mais sensível para umidades correspondentes ao ramo seco da curva de compactação (baixo grau de saturação). Nas condições de umidade ótima (valores altos de grau de saturação), a influência no módulo é pequena.

Para baixos níveis de tensões confinantes o grau de saturação tem grande influência no comportamento resiliente enquanto que para altos níveis, seu efeito é bastante reduzido. (Figuras 5.7 e 5.8).

5.2.2 - Influência no Coeficiente de Poisson

Nos materiais granulares, o coeficiente de Poisson apresentou dois tipos de comportamento com a variação do grau de saturação:

- a - Para o material granular não plástico, seixo mais cinzas, o aumento do grau de saturação provocou uma queda nos valores deste parâmetro;
- b - Para os materiais granulares com baixa plasticidade, o aumento do grau de saturação propiciou um aumento no coeficiente de Poisson.

A figura 5.9 ilustra os dois comportamentos.

Desta figura, deprende-se que o material granular não plástico, seixo mais cinzas, apresentou valores de coeficiente de Poisson maiores que 0,5 indicando, possivelmente, um comportamento di-

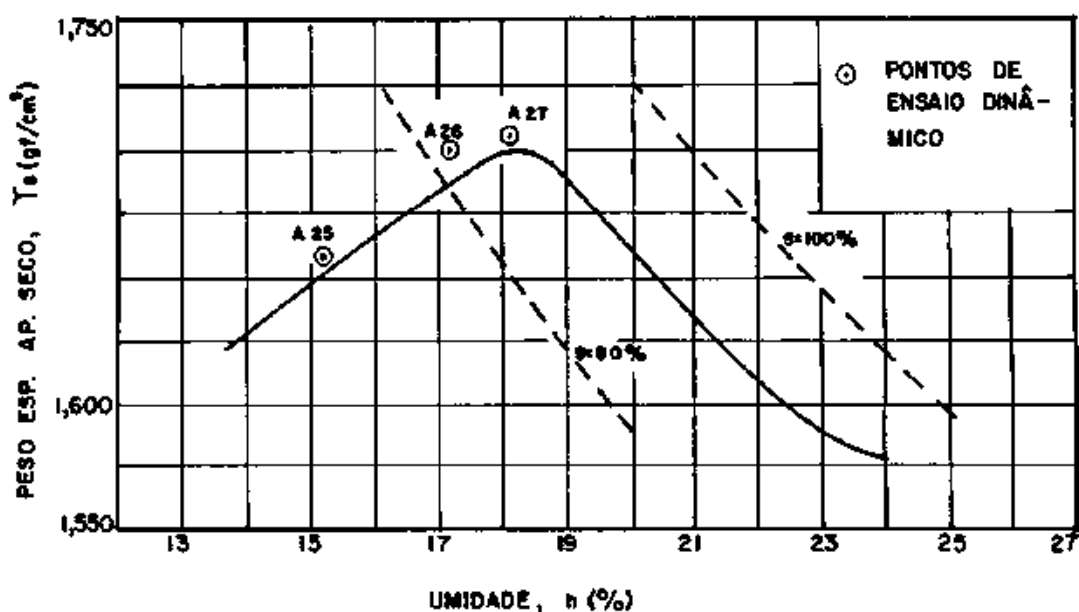
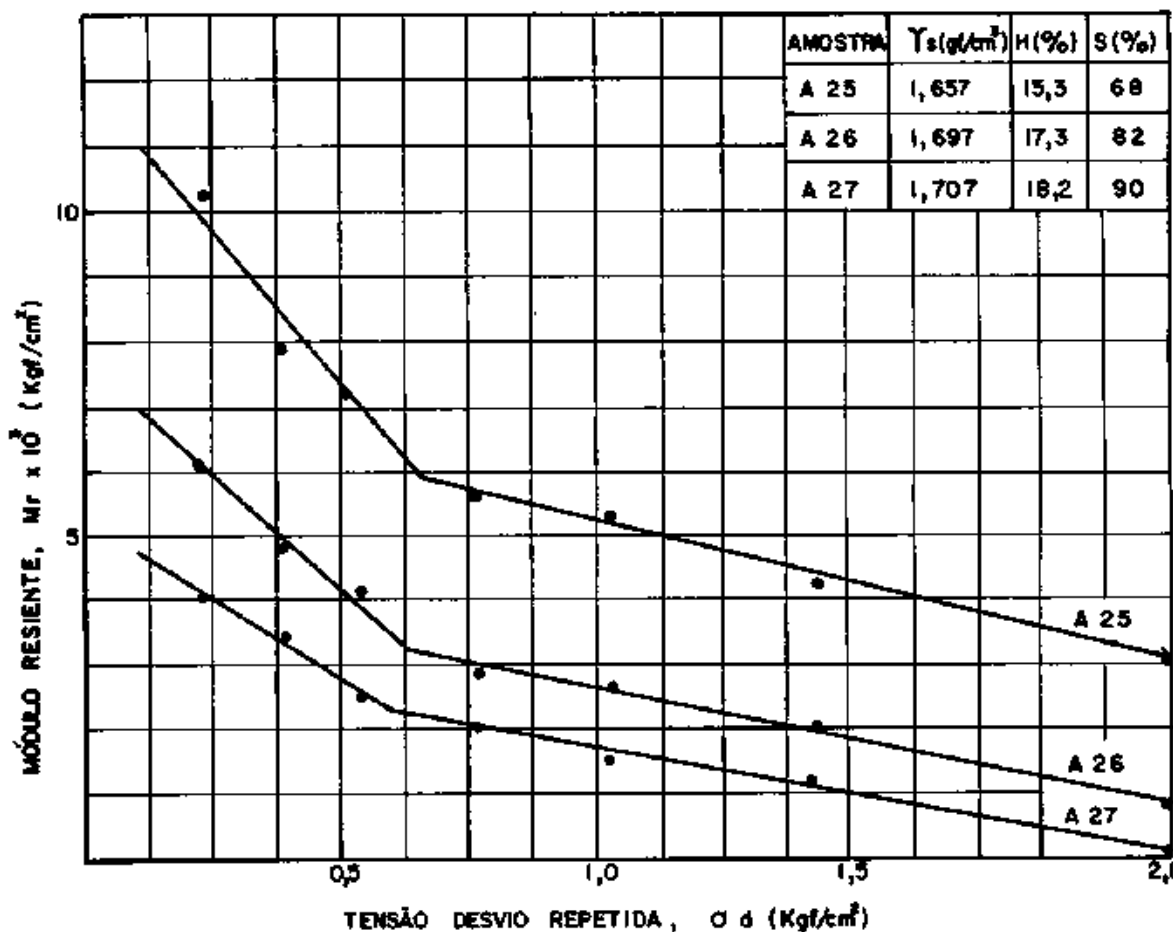


FIGURA 5.7 EFEITO DO GRAU DE SATURAÇÃO NO MÓDULO RESIENTE SUBLEITO (ARGILOSO)-PERFIL I .

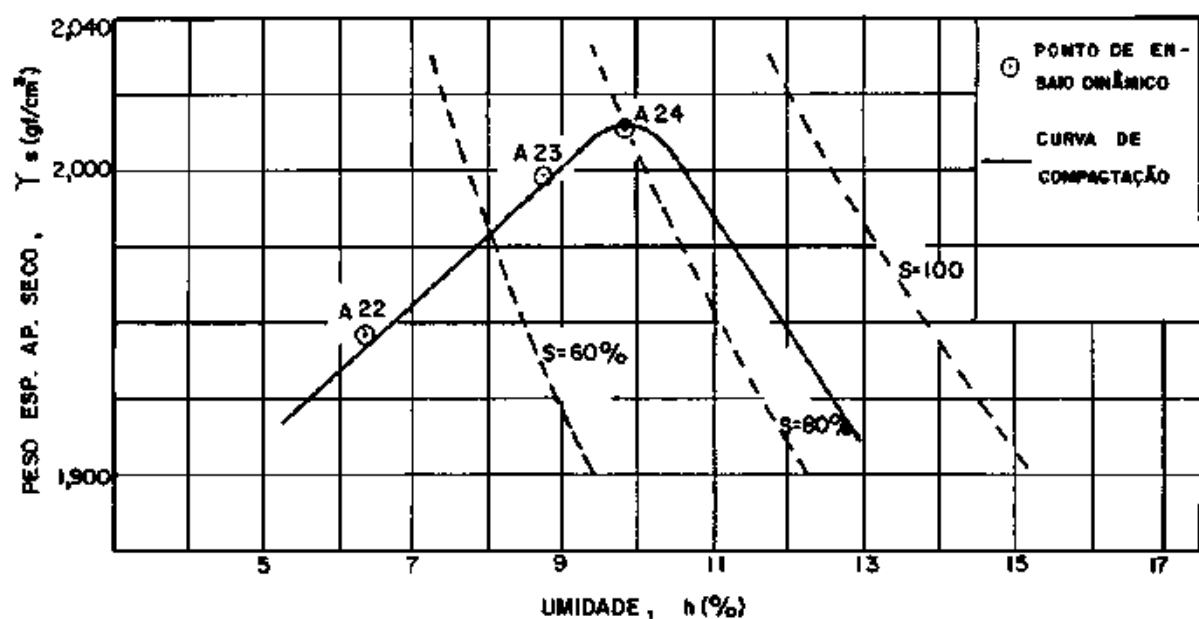
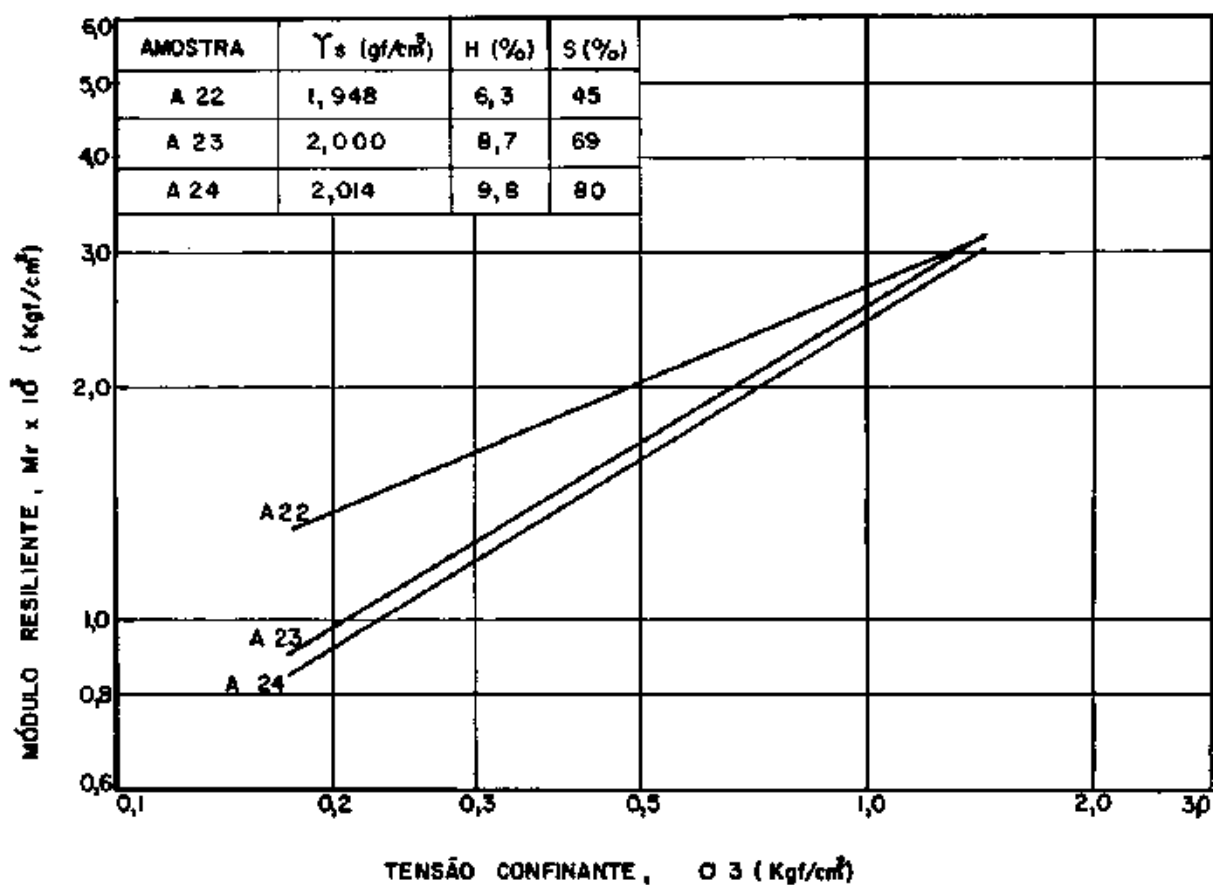


FIGURA 5.8 - EFEITO DO GRAU DE SATURAÇÃO NO MÓDULO RESILIENTE.
REFORÇO (GRANULAR) - PERFIL I.

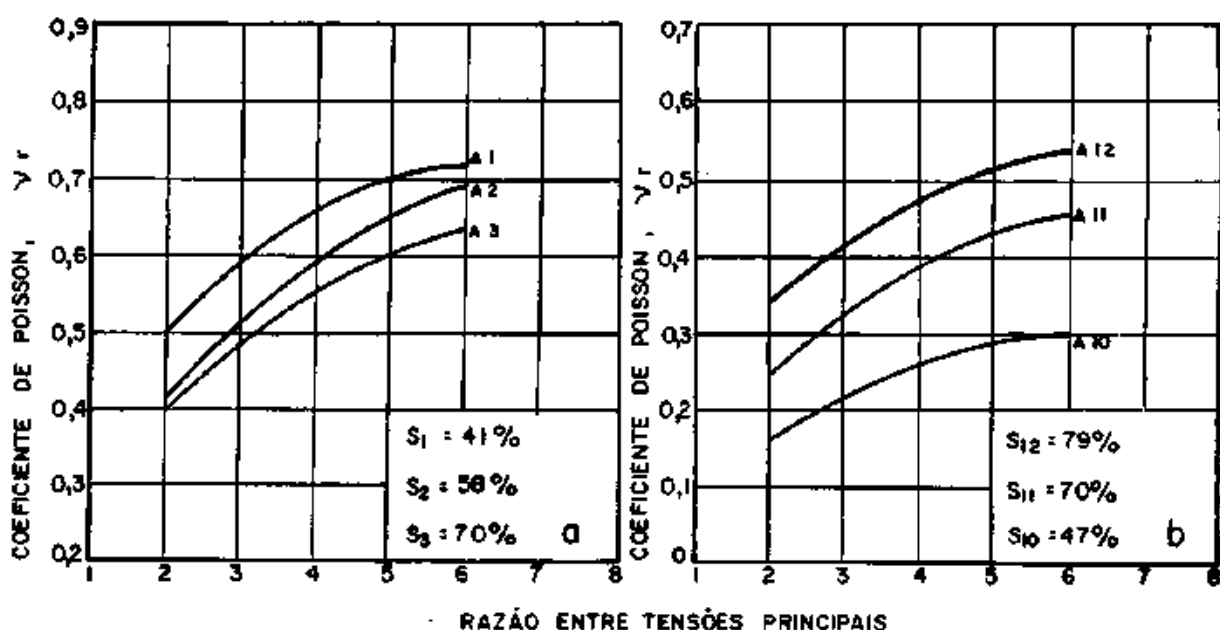


Figura 5.9 - Variação do Coeficiente de Poisson com o Grau de Saturação. a) Base - Seixo de Basalto mais cinzas (Granular - N.P). b) Reforço, Perfil 2 - Residual de Gnaisse (Granular - pouco plástico).

latante do material. Já para os materiais com baixa plasticidade, os valores do coeficiente de Poisson sempre estiveram abaixo de 0,5, exceto para alguns valores da razão σ_1/σ_3 .

Entretanto, para os dois tipos de materiais, o aumento do grau de saturação fez com que as curvas do coeficiente de Poisson tendessem, a se deslocarem para a linha de coeficiente de Poisson igual a 0,5, caracterizando, à princípio, um comportamento de ensaio não drenado.

Para os materiais argilosos observou-se que o aumento do grau de saturação elevou os valores do coeficiente de Poisson. Mas estes, somente para altos níveis de tensões, ultrapassaram o valor de 0,3 (figura 5.10).

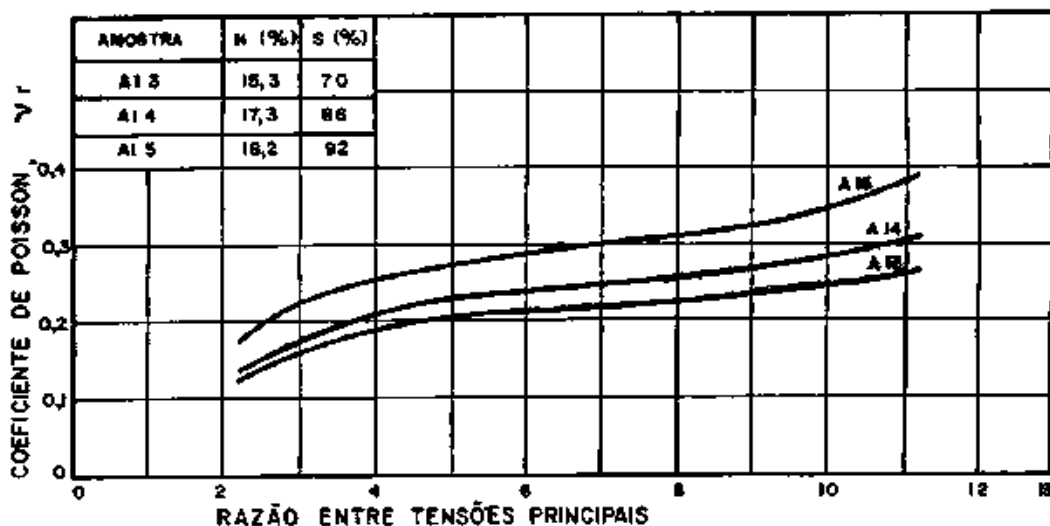


Figura 5.10 - Variação do Coeficiente de Poisson com o Grau de Saturação. Subleito - Perfil 2.

Convém lembrar que a análise feita acima, é válida para uma mesma energia de compactação uma vez que podemos ter a uma elevação do grau de saturação com o aumento da energia, ou seja, da massa específica aparente.

5.3 - Efeito da Energia de Compactação e Densidade

5.3.1 - Influência no Módulo

Para os estudos do efeito da energia de compactação dois tipos de materiais foram usados; um granular e outro argiloso. Para cada um deles, duas curvas de compactação foram obtidas no equipamento "Carlos de Souza Pinto".

Observou-se que o aumento da energia de compactação, para graus de saturação equivalentes, sempre provocou um aumento nos va

lores dos módulos resilientes dos materiais estudados. Entretanto, este aumento, que foi bem mais pronunciado no material argiloso, parece ser dependente do nível de tensões em que eles são calculados e do grau de saturação da amostra. Para os dois materiais, nos ensaios executados no ramo seco da curva de compactação, o efeito da energia é mais acentuado (figura 5.11 e 5.12).

5.3.2 - Influência no Coeficiente de Poisson

Observou-se que, para o material granular, o aumento da energia de compactação correspondeu a uma redução nos valores do coeficiente de Poisson, isto é, o aumento da energia aumenta a rigidez lateral dos corpos-de-prova. Esta redução, se mostrou pouco dependente do nível de tensões aplicado (figura 5.13).

Para o material argiloso, a influência da energia de compactação é pequena. Além disso não apresentou uma tendência definida (figura 5.14).

5.4 - Efeito do Tipo de Material

5.4.1 - Influência no Módulo

Na caracterização do comportamento resiliente, o conhecimento a priori do tipo de material, granular ou argiloso, é de grande importância e seu efeito no módulo é representado fundamentalmente pelo tipo de equação constitutiva que se emprega para esta caracterização.

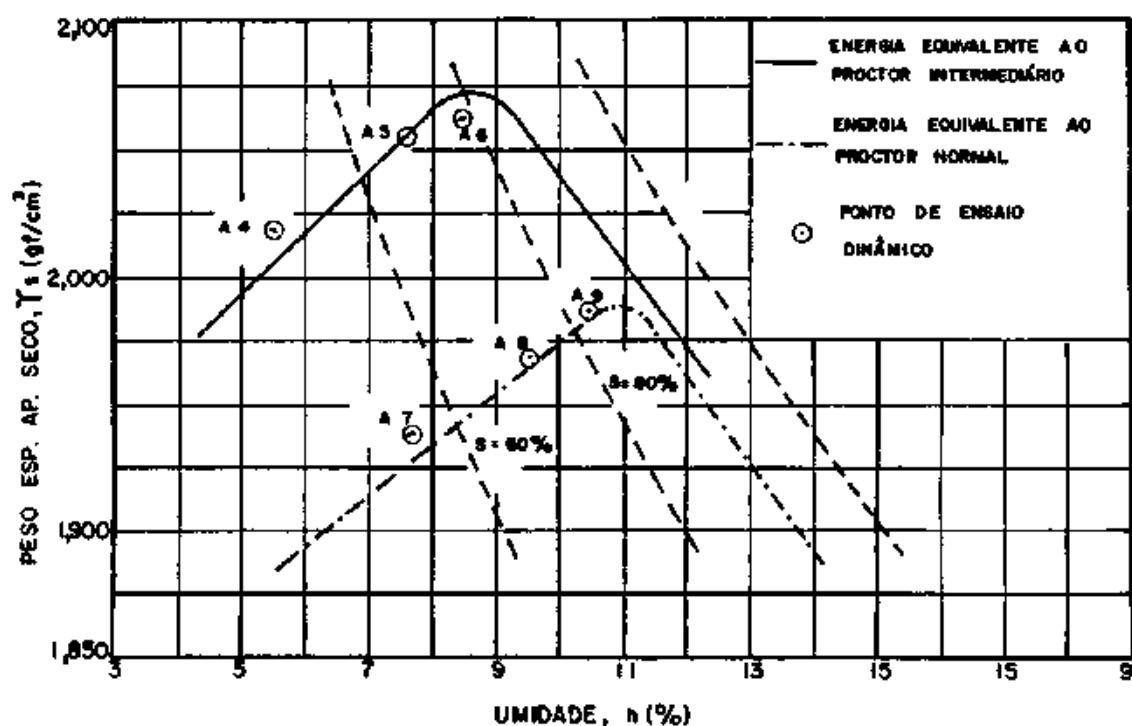
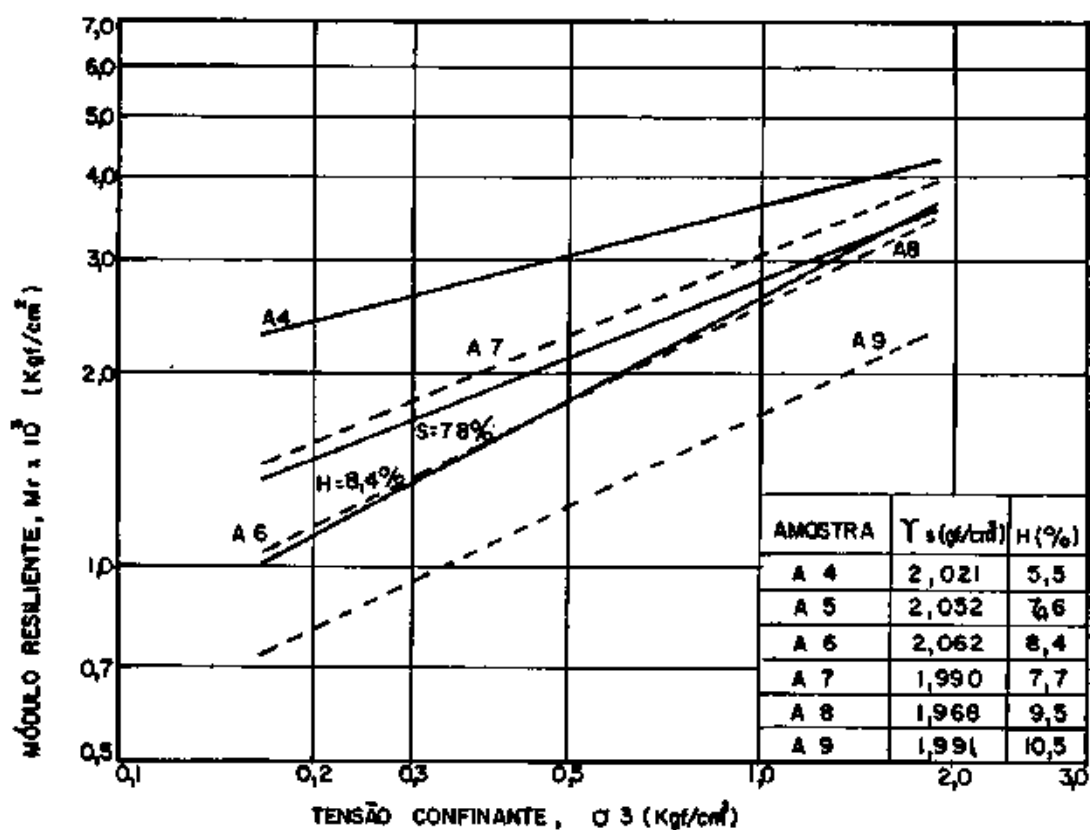


FIGURA 5.11 - EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO MÓDULO RESILIENTE.
SUB-BASE (GRANULAR) PERFIL 2

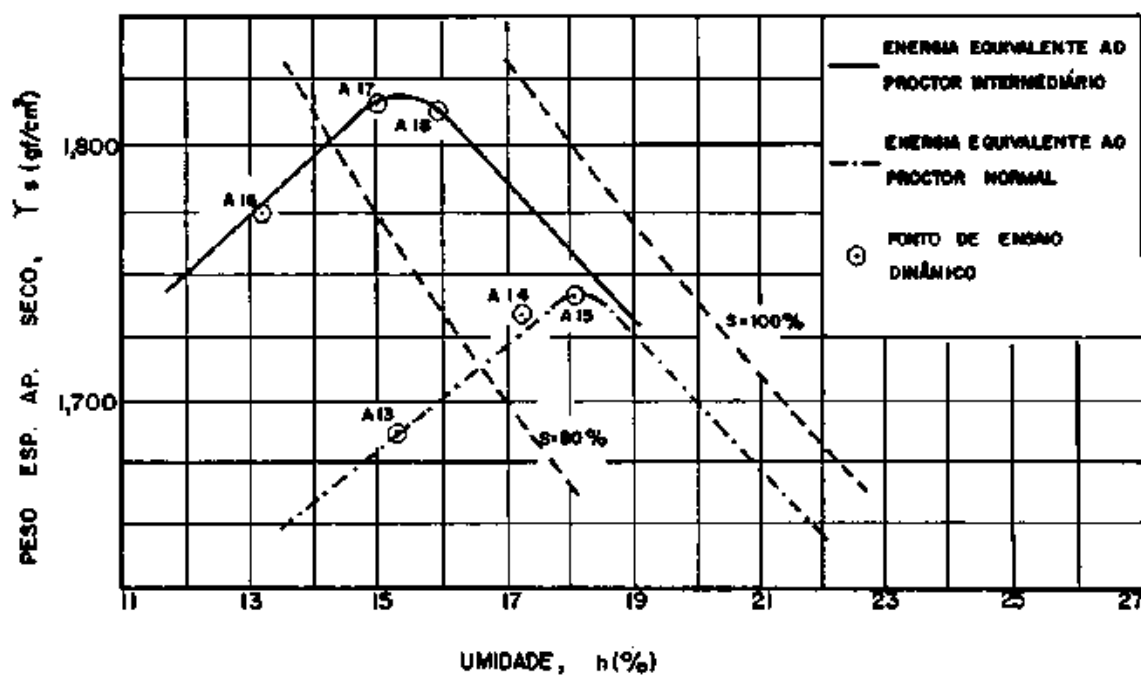
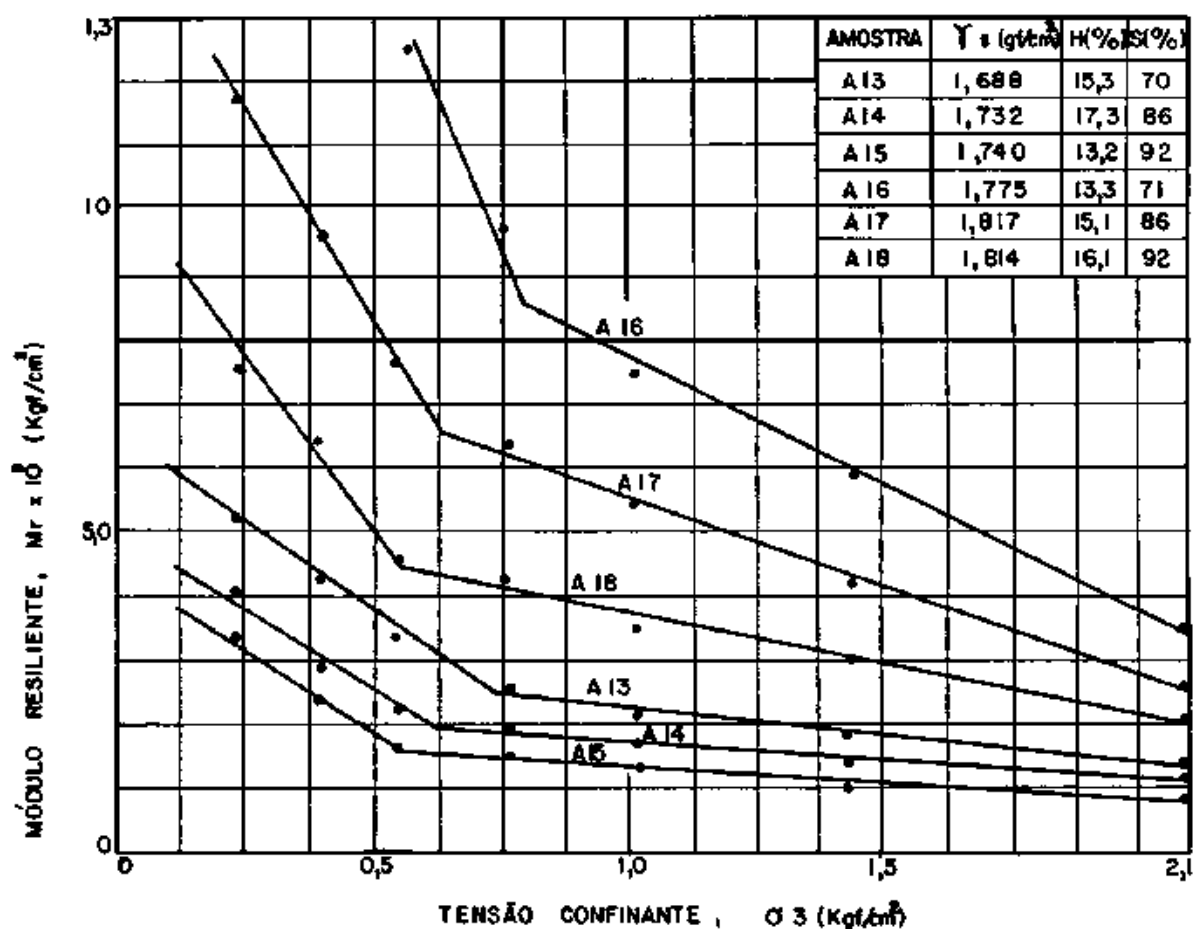


FIGURA 5.12 INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO MÓDULO RESILIENTE SUBLEITO (ARGILOSO) - PERFIL 2.

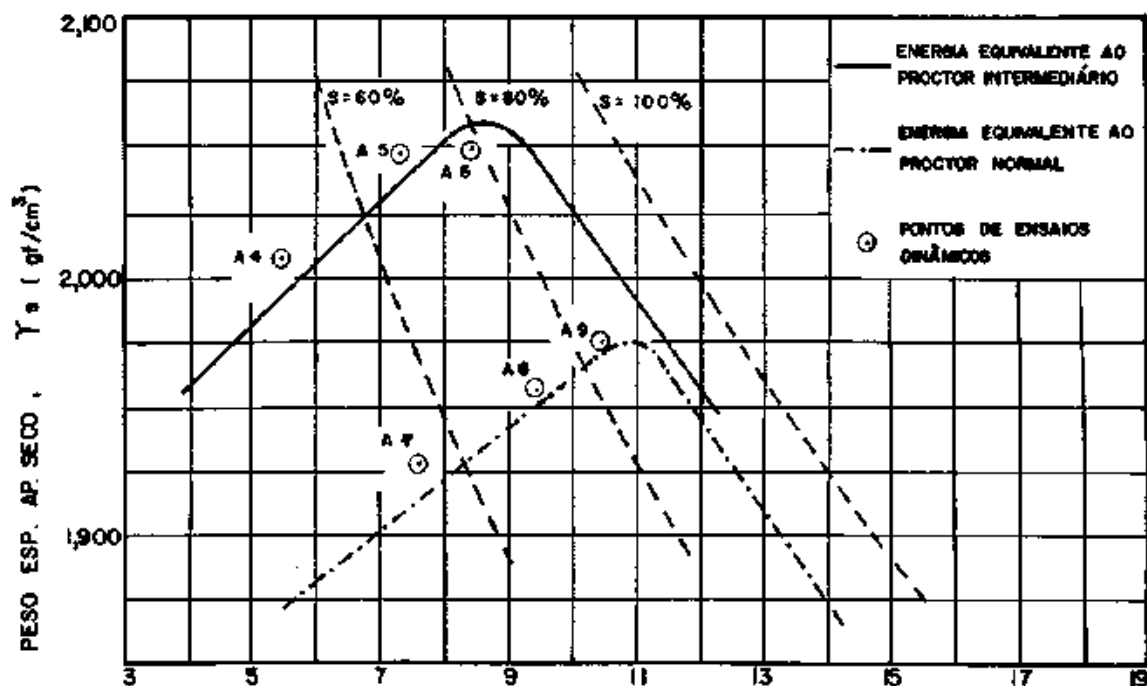
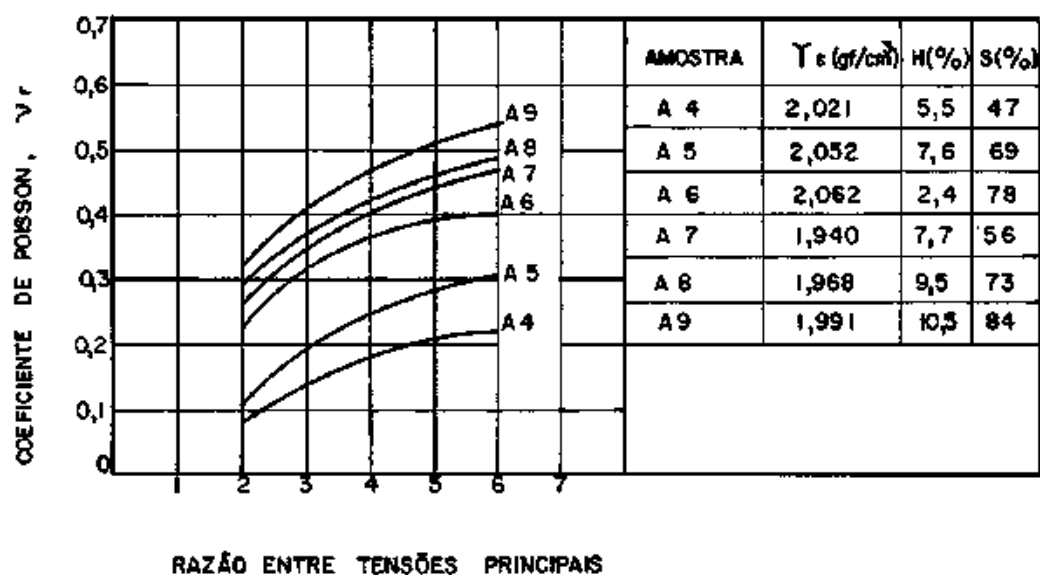


FIGURA 5.13. EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO COEFICIENTE DE POISSON SUB-BASE (GRANULAR) — PERFIL 2

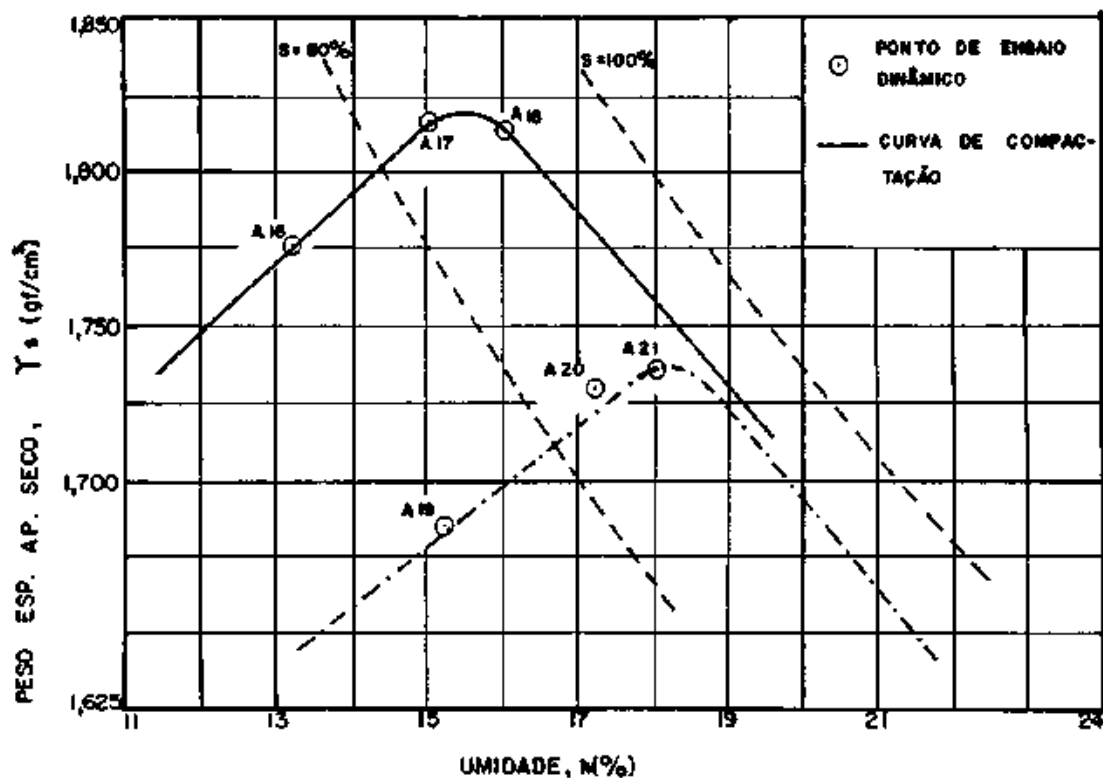
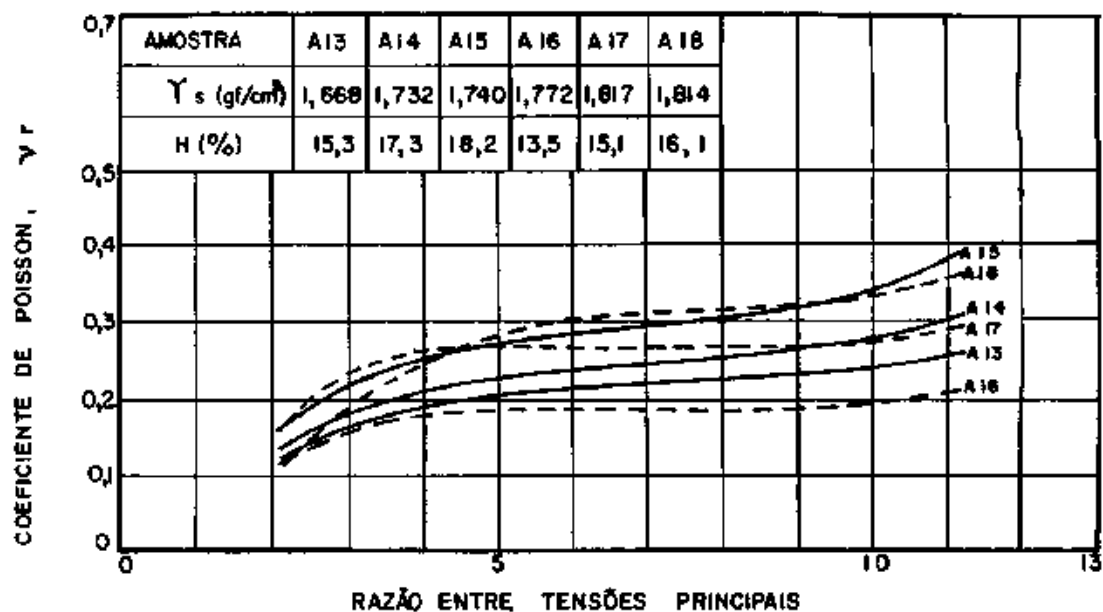


FIGURA 5.14 EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NO COEFICIENTE DE POISSON. SUBLEITO (ARGILOSO) - PERFIL 2

O comportamento resiliente para todos os solos, granulares e argilosos, com mesma função no pavimento foi semelhante e, provavelmente, a diferença entre os módulos do material de sub-base e reforço está mais ligada, principalmente, à energia de compactação que o próprio tipo de material.

O material de base, granular, além de apresentar um maior valor de k_1 , também se mostrou mais afetado pela tensão confinante σ_3 .

Os solos argilosos tiveram comportamento semelhante sendo que o subleito do perfil 1 apresentou módulos um pouco superiores ao material do subleito do perfil 2.

5.4.2 - Influência no Coeficiente de Poisson

A evolução do coeficiente de Poisson para a razão σ_1/σ_3 foi bastante característica para cada tipo de material.

O material de base, não plástico, apresentou valores de coeficiente de Poisson acima de 0,5 para razões σ_1/σ_3 maiores que 3, indicando que houve um estado de tensão a partir do qual o corpo-de-prova apresenta um comportamento dilatante.

Estes resultados concordam com aqueles obtidos por Hicks [3] e Allen [5]. Em seus ensaios, executados com materiais granulares (não plástico) observa-se que para valores da razão σ_1/σ_3 maiores que 3 os valores do coeficiente de Poisson são maiores que 0,5 (vide figuras 2.6, 2.7, 2.8 e 2.10).

Para os materiais de sub-base e reforço, exceto para altos níveis de tensões, os valores do coeficiente de Poisson sempre esteve

ram abaixo de 0,5.

Nos materiais de subleito (argiloso), o coeficiente de Poisson foi pouco afetado pelo aumento da razão σ_1/σ_3 , permanecendo praticamente constante durante todo o ensaio. Estes resultados concordam com aqueles obtidos por Hicks [3] (vide figura 2.9).

A figura 5.15 mostra o comportamento do coeficiente de Poisson para cada tipo de material estudado.

5.5 - Resultados dos Ensaios

Os resultados dos ensaios dinâmicos estão tabelados no Apêndice B e são apresentados graficamente das figuras 5.16 a 5.22. Em cada uma destas figuras é mostrado:

- a - a evolução do módulo resiliente com a tensão confinante σ_3 ou com o tensão desvio σ_d ;
- b - a evolução do coeficiente de Poisson com a razão σ_1/σ_3 ;
- c - curvas de compactação.

Algumas das figuras, como por exemplo 5.17, apresentam duas curvas para o coeficiente de Poisson, designadas por A_{i1} e A_{i2} . A primeira, A_{i1} , representa o comportamento do Poisson para a tensão confinante igual a $0,208 \text{ kgf/cm}^2$ e a segunda, A_{i2} , representa o comportamento médio para todos os níveis de tensões aplicados. Estas curvas são apresentadas quando o intervalo de variação do coeficiente de Poisson com a tensão confinante é relativamente grande.

5.6 - Comentários sobre os Ensaios

1. O módulo resiliente dos materiais granulares estudados, va
ria muito com a tensão confinante e pouco com a tensão des
vio;
2. O aumento do grau de saturação, para uma mesma energia de
compactação, diminui o módulo resiliente tanto de mate-
riais granulares como argilosos, principalmente para bai-
xos níveis de tensão confinante. Para altos níveis de ten-
sões seu efeito é pequeno;
3. O aumento da energia de compactação em amostras com graus
de saturação equivalentes ocasiona um aumento no módulo
resiliente, tanto para materiais granulares como para mate-
riais argilosos;
4. O coeficiente de Poisson aumenta com o aumento da tensão
desvio. Com a tensão confinante, a sua variação depende do
tipo de material;
5. A influência do grau de saturação da amostra no coeficien-
te de Poisson depende do tipo de material estudado. Para o
solo não plástico, o aumento do grau de saturação provocou
uma diminuição dos valores do coeficiente de Poisson. Para
os solos granulares pouco plásticos e argilosos, o aumento do
grau de saturação aumentou o coeficiente de Poisson;
6. Para o material granular, o aumento da energia de compacta-
ção causou uma redução no coeficiente de Poisson, indepen-
dente do grau de saturação e do nível de tensões;
7. As grandes deformações laterais registradas, principalmen-
te nas amostras de base, podem ser atribuídas, possivlemen-
te, a três fatores:
 - i - não uniformidade do estado de tensão-deformação e às

condições de não homogeneidade de umidade e densidade da amostra, notadamente nas regiões de transição entre as camadas de compactação dos corpos-de-prova.

- ii - Níveis de tensões altos não condizentes com a resistência do solo.
- iii - No material de base, a esferecidade das partículas de cinzas, propiciando a formação de "superfícies lubrificadas" entre as partículas maiores.

8. Os solos granulares com baixa plasticidade ensaiados, não encontram abrigo na Tabela de Tentativa de Classificação dos Solos quanto ao Comportamento Resiliente proposto por Preussler (1983). Entretanto, os resultados obtidos se equiparam com aqueles apresentados por Motta (1978) quando da realização de ensaios dinâmicos com solo residual de gnaisse proveniente da mesma região.

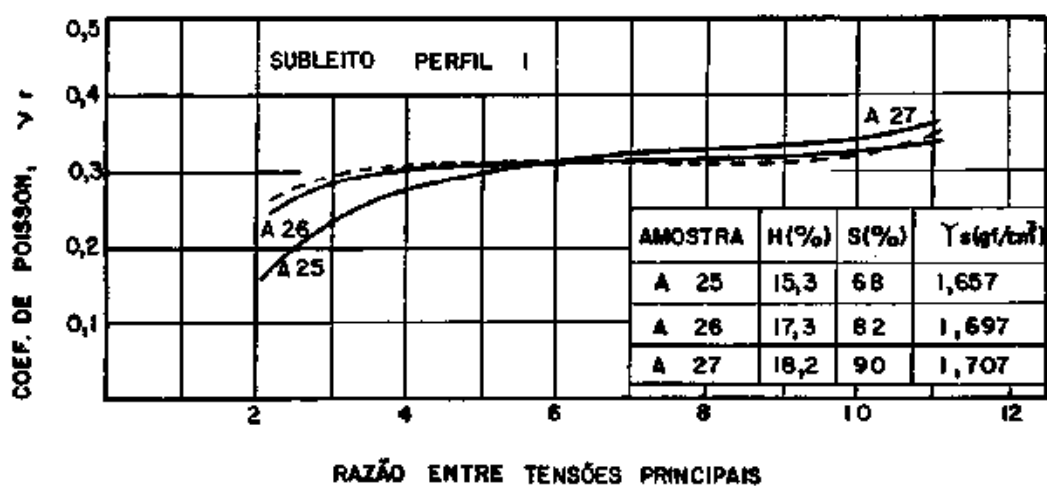
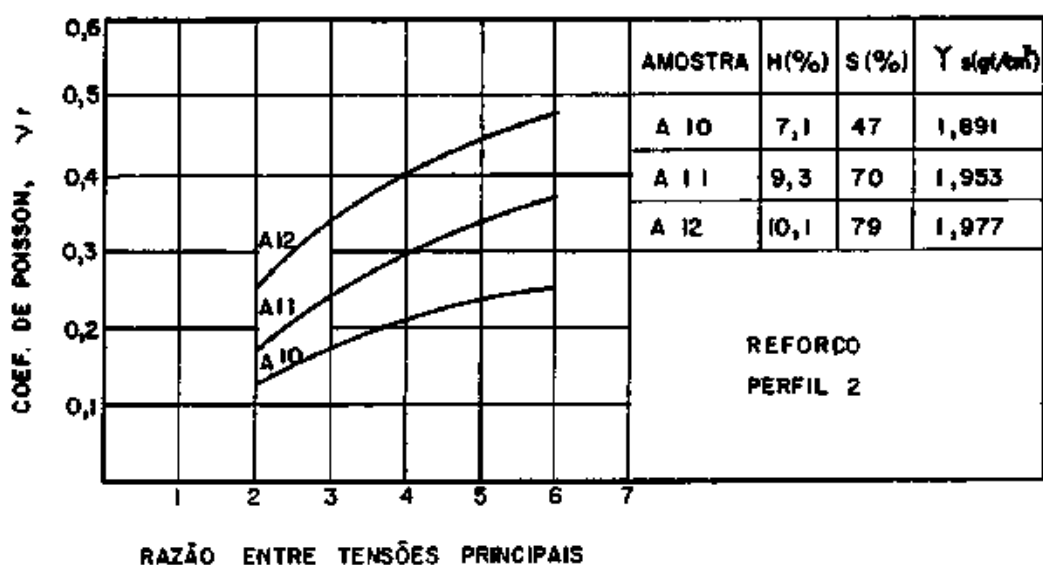
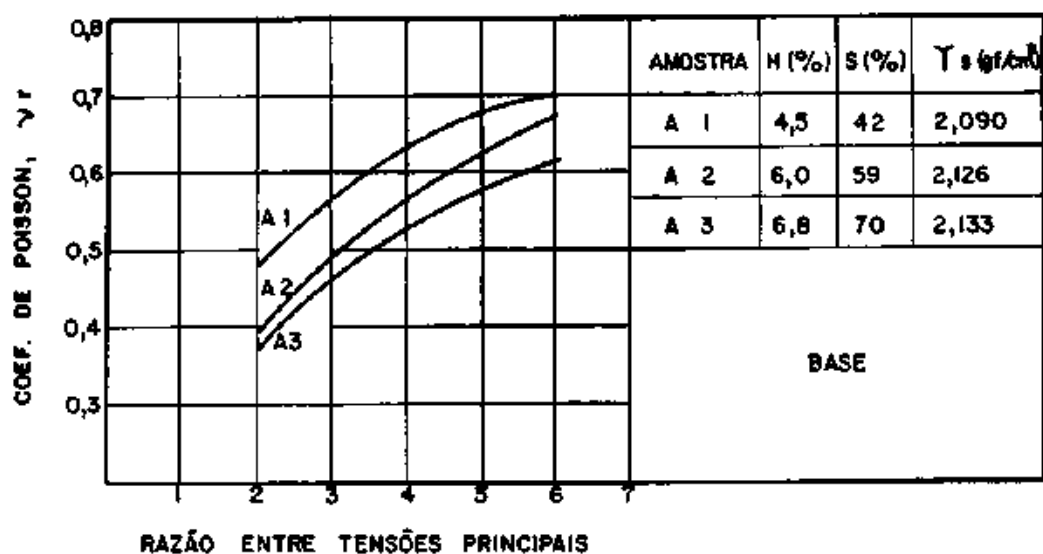


FIGURA 5.15 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE MATERIAL NA RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE POISSON E A RAZÃO DAS TENSÕES PRINCIPAIS

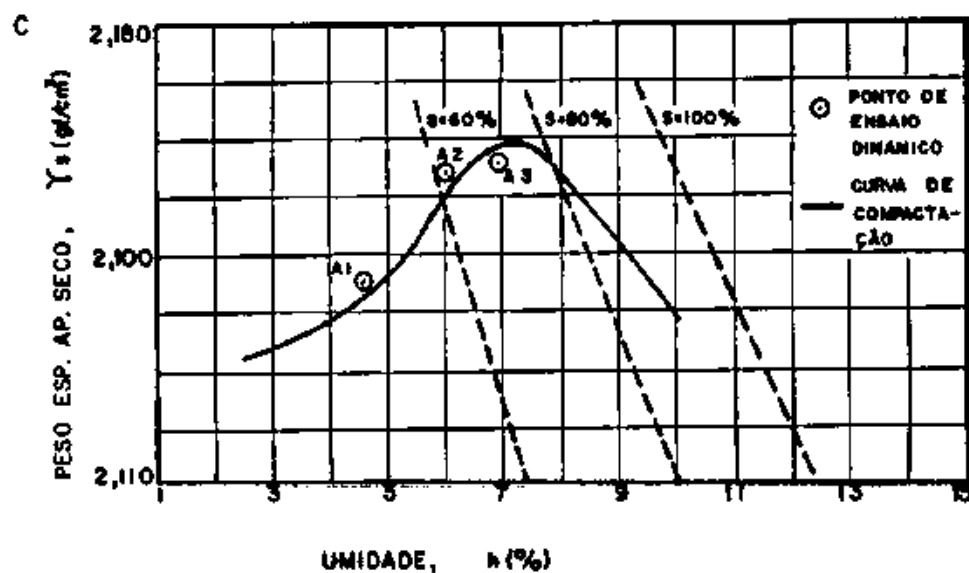
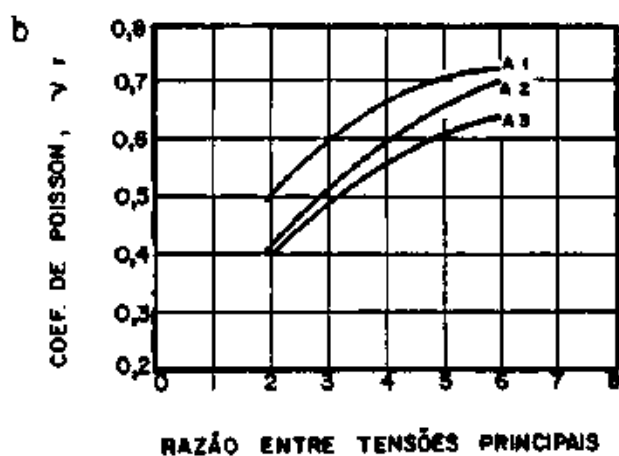
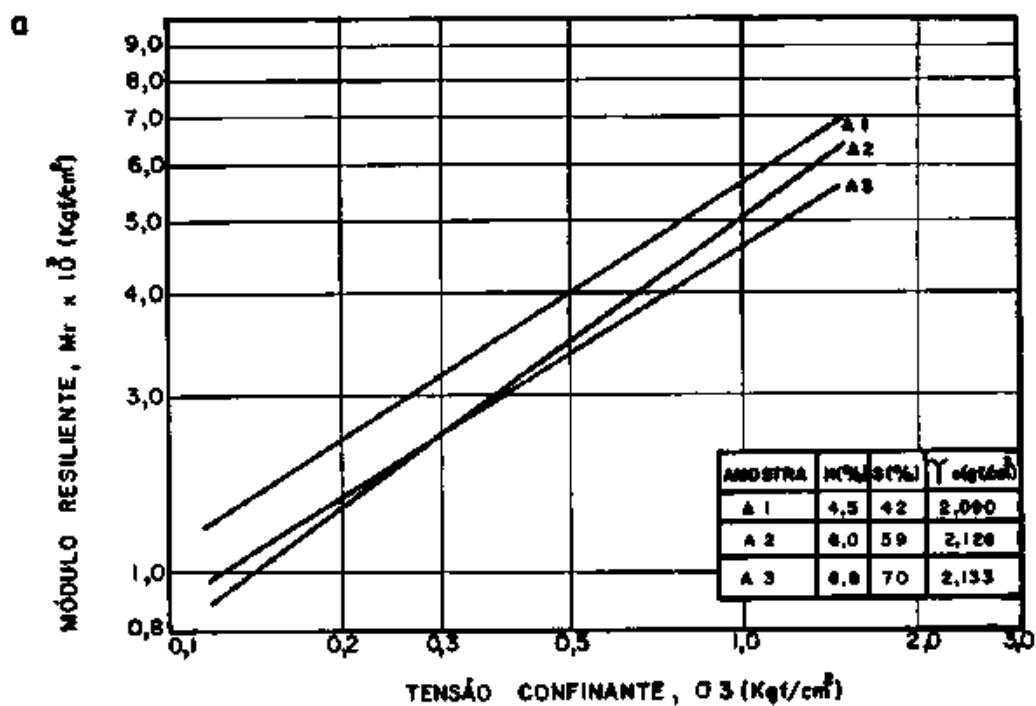


FIGURA 5.16 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
MATERIAL DE BASE - PERFIS 1 e 2

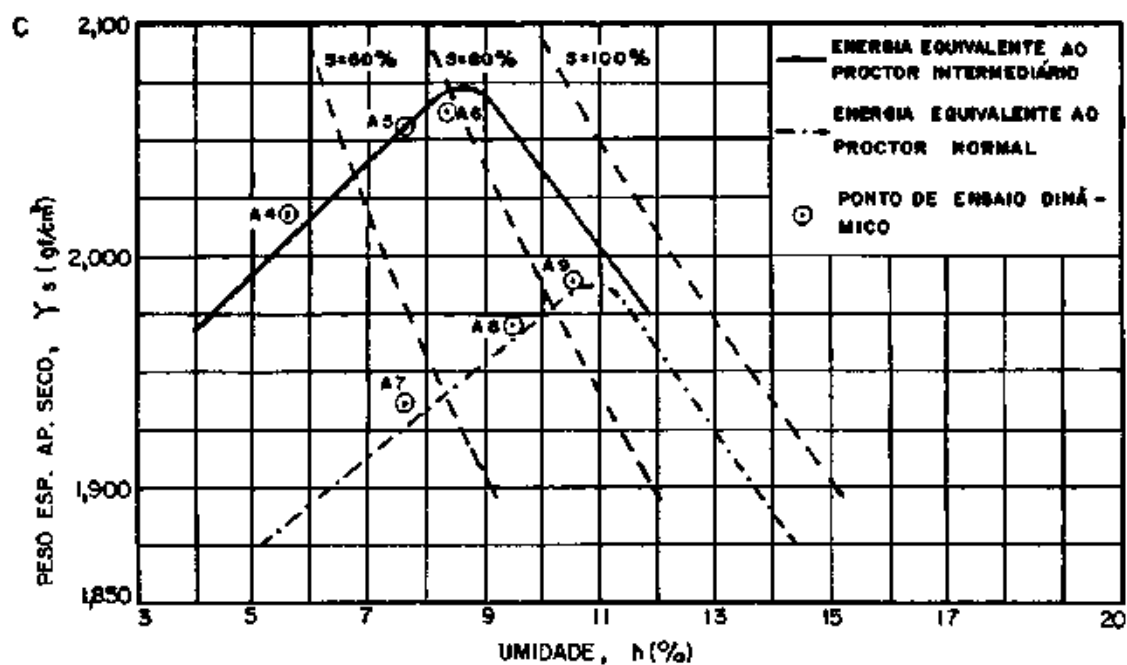
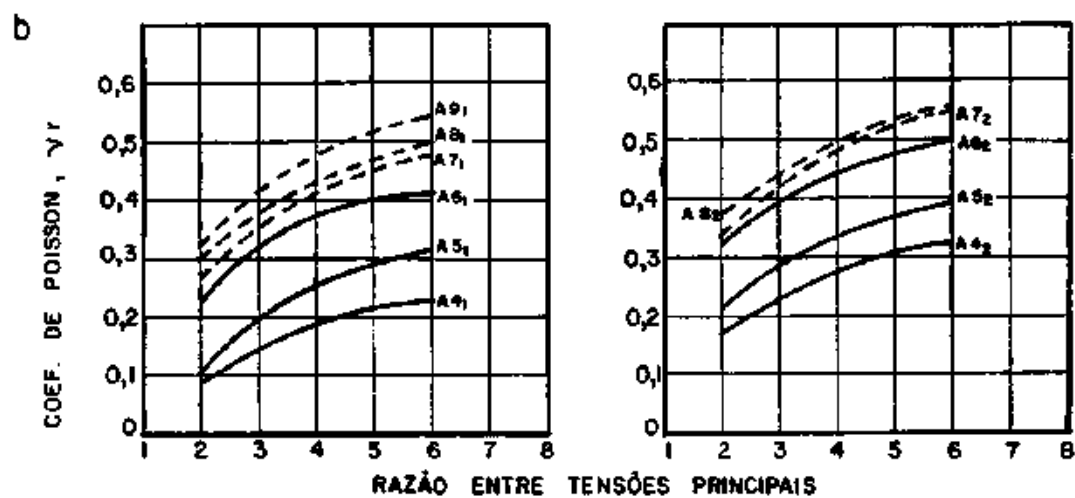
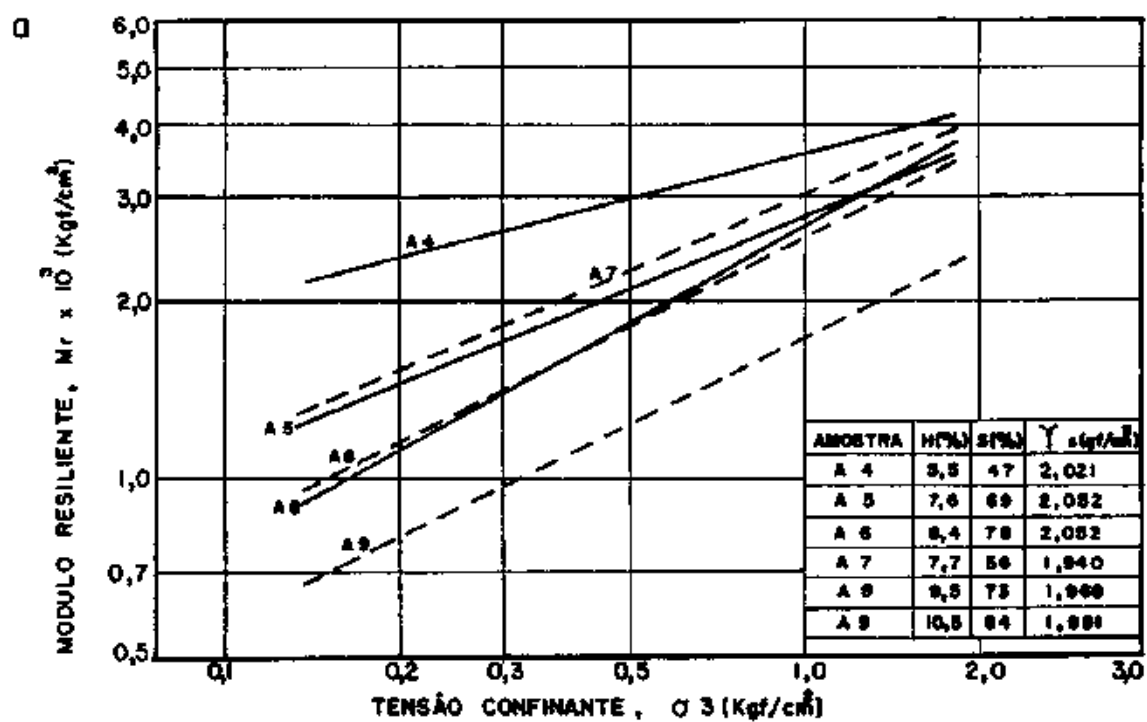


FIGURA 5.17- RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
MATERIAL DE SUB-BASE I e II - PERFIL 2

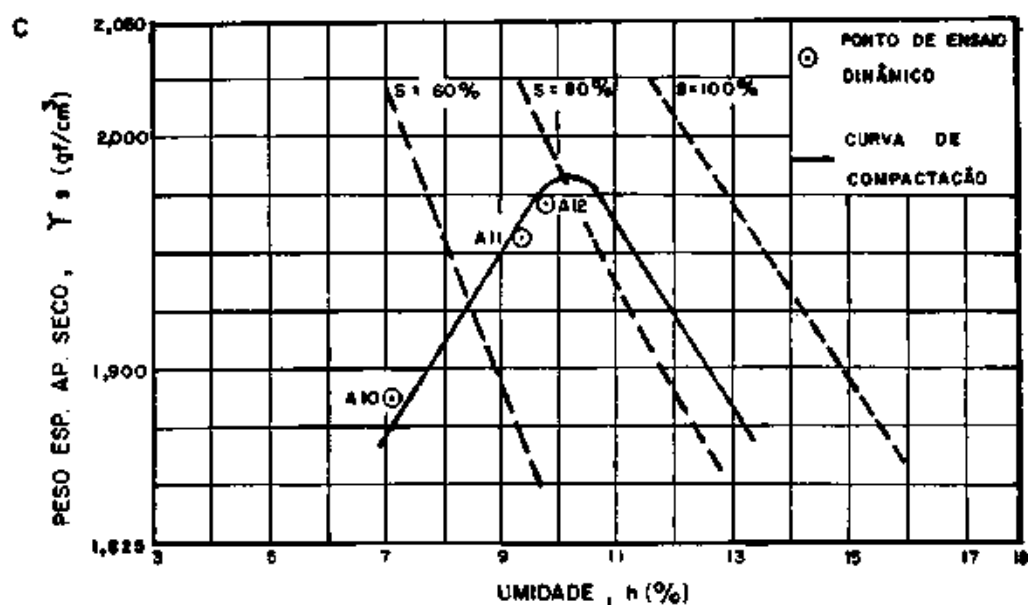
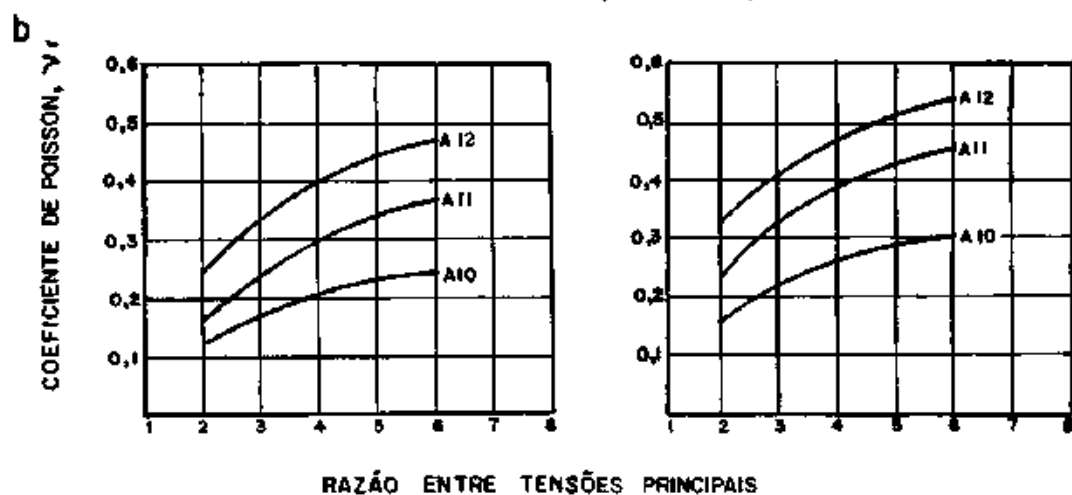
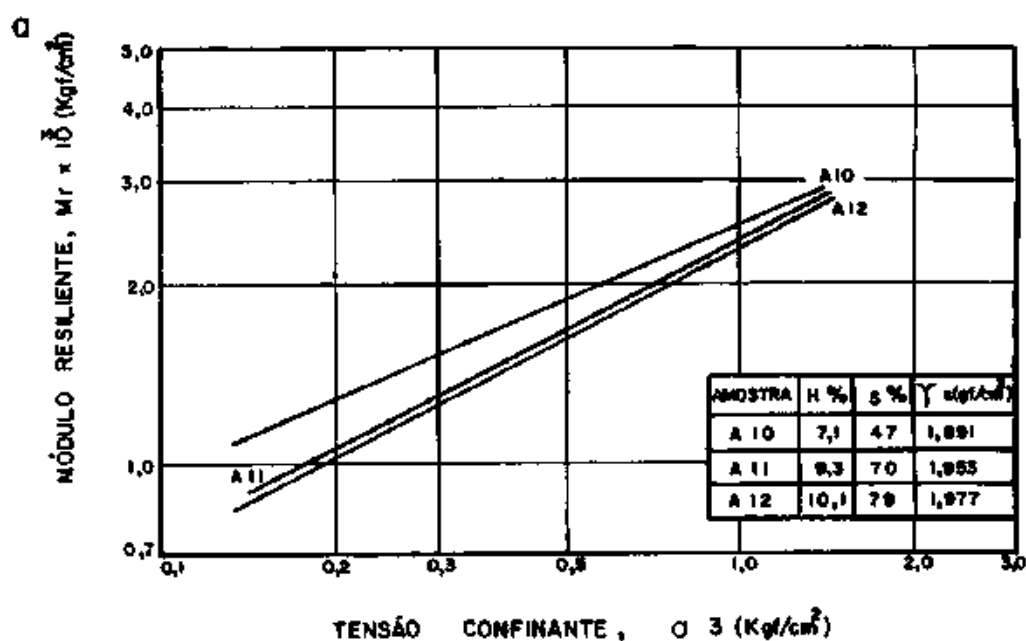


FIGURA 5.18 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
MATERIAL DE REFORÇO - PERFIL 2

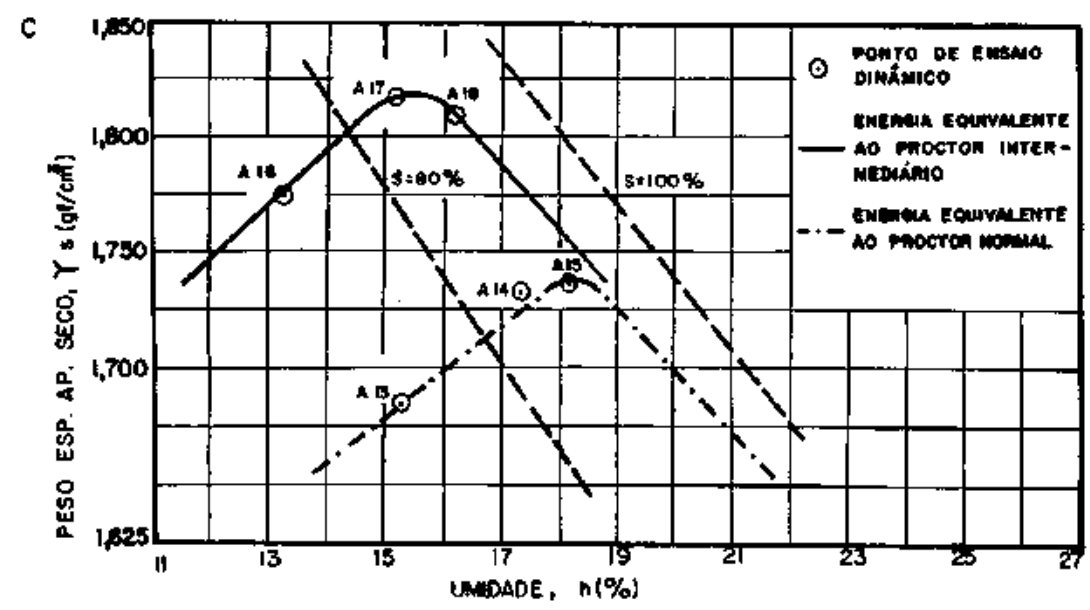
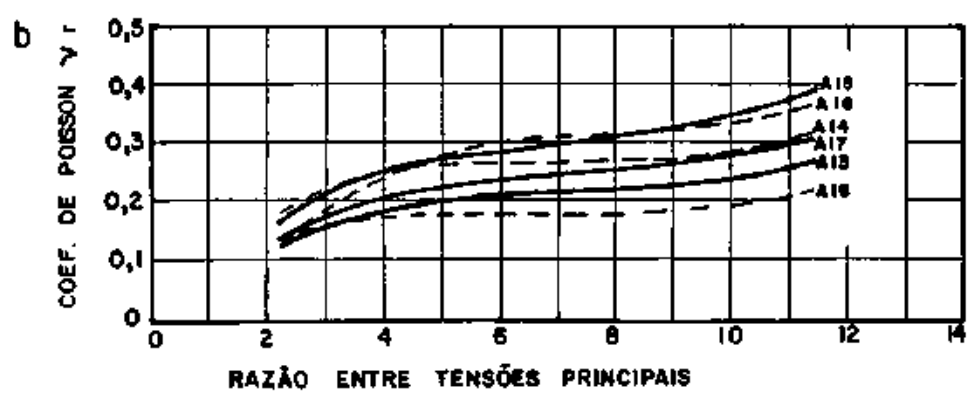
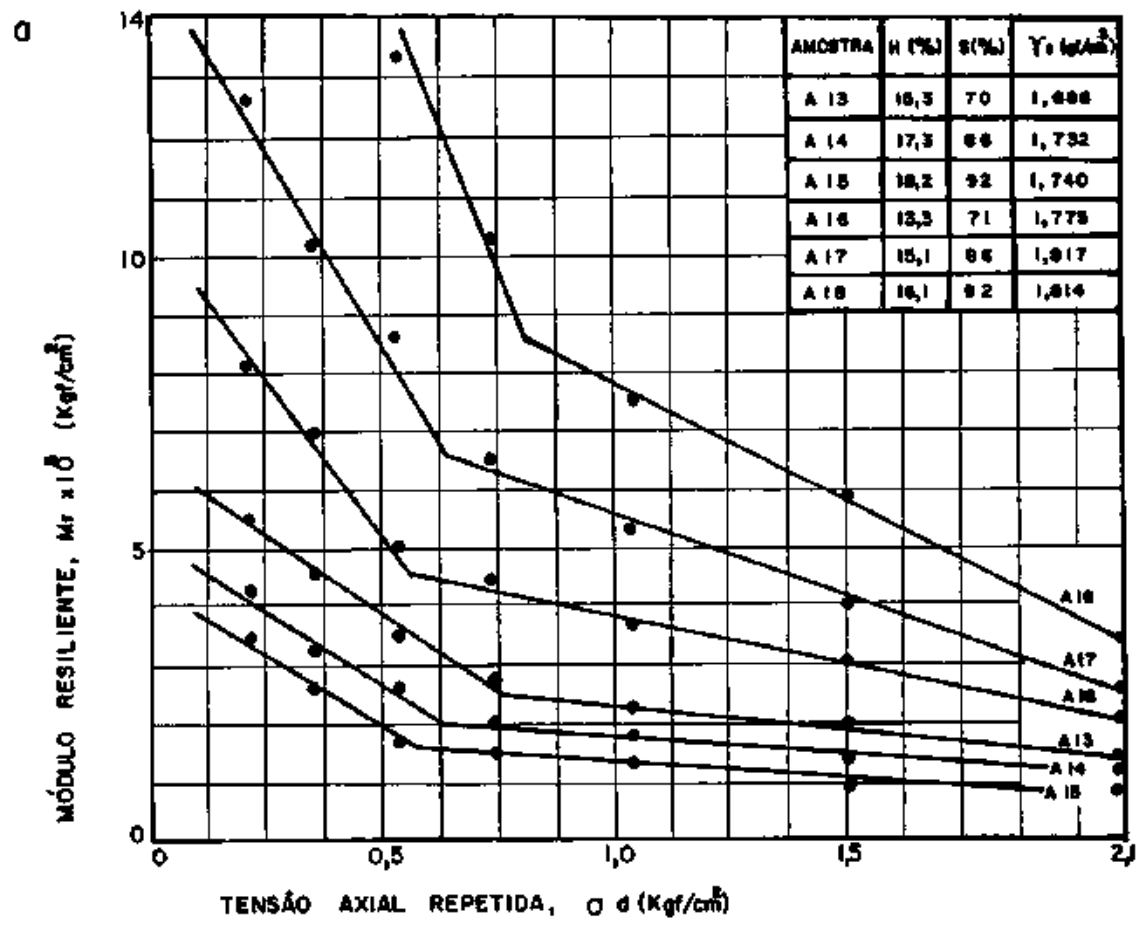


FIGURA 5.19 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS MATERIAL DE SUBLEITO I e II - PERFIL 2

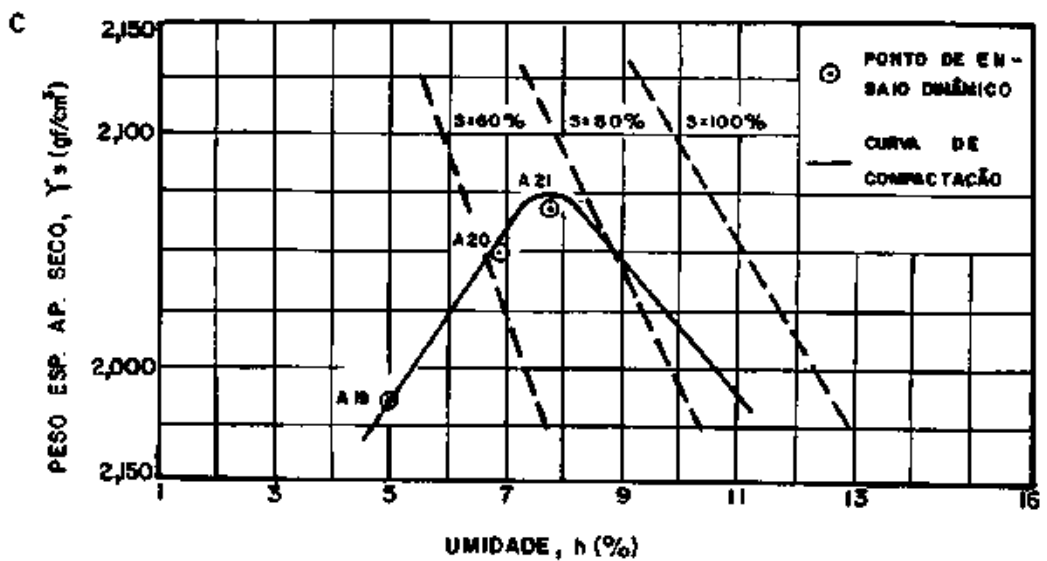
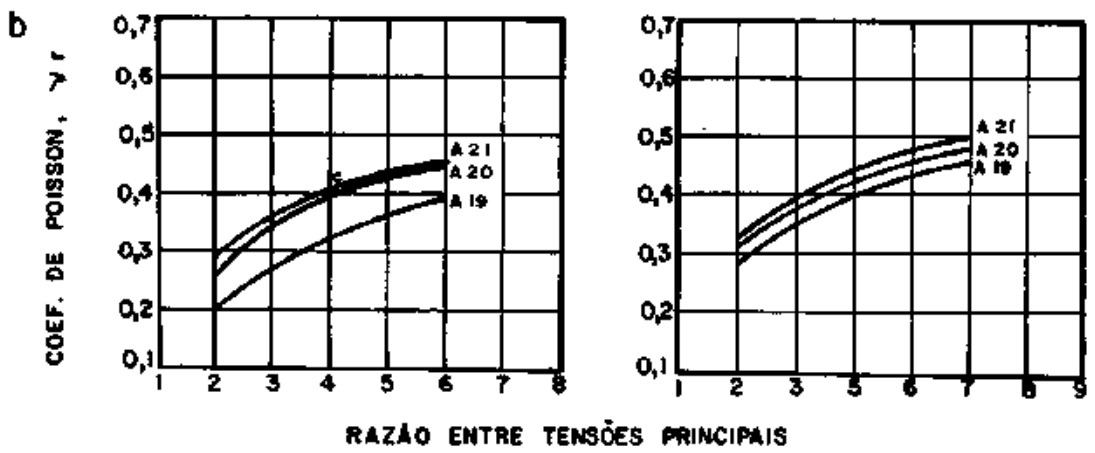
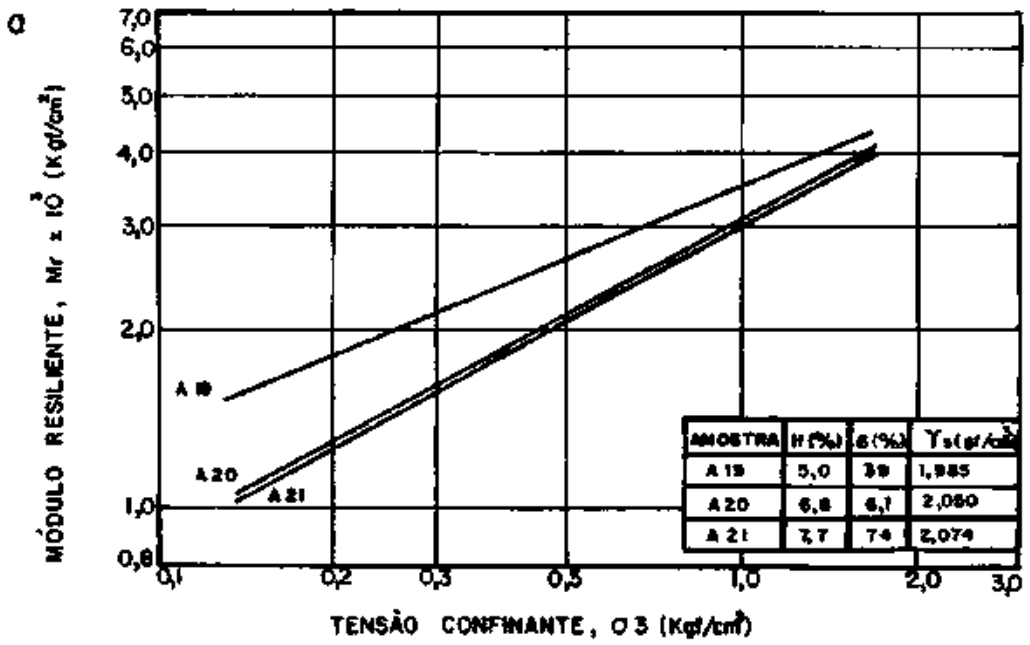


FIGURA 5.20 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
MATERIAL DE SUB-BASE - PERFIL I

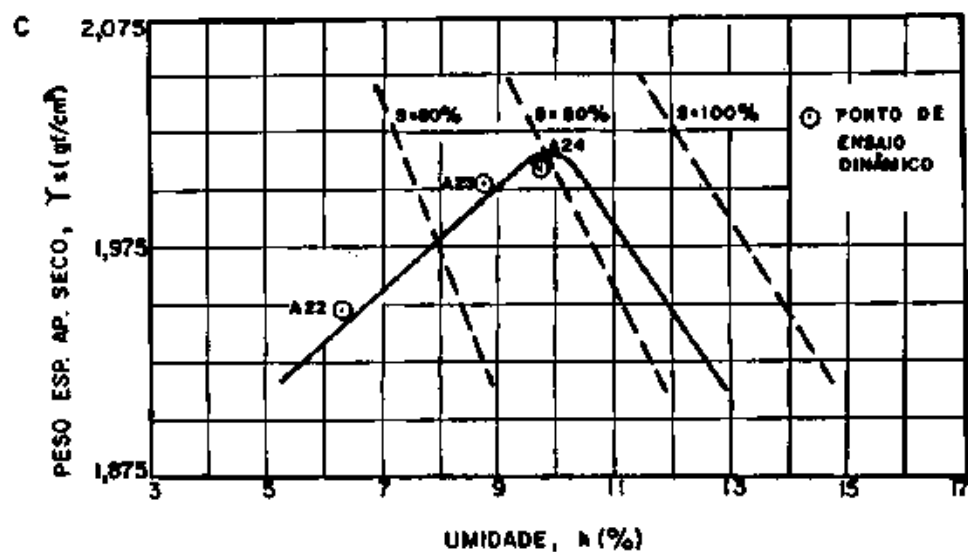
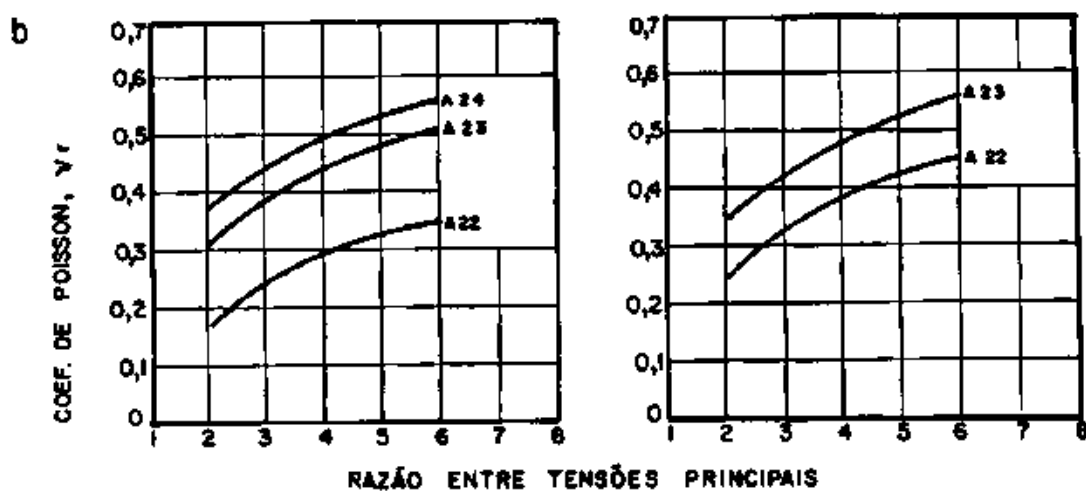
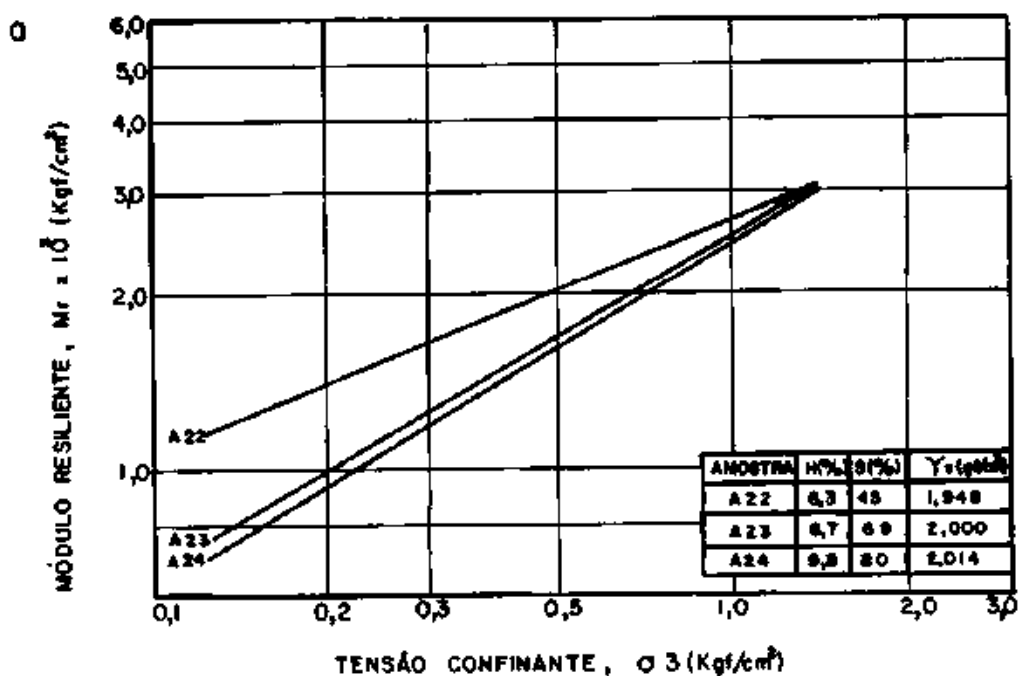


FIGURA 5.21 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
MATERIAL DE REFORÇO - PERFIL I

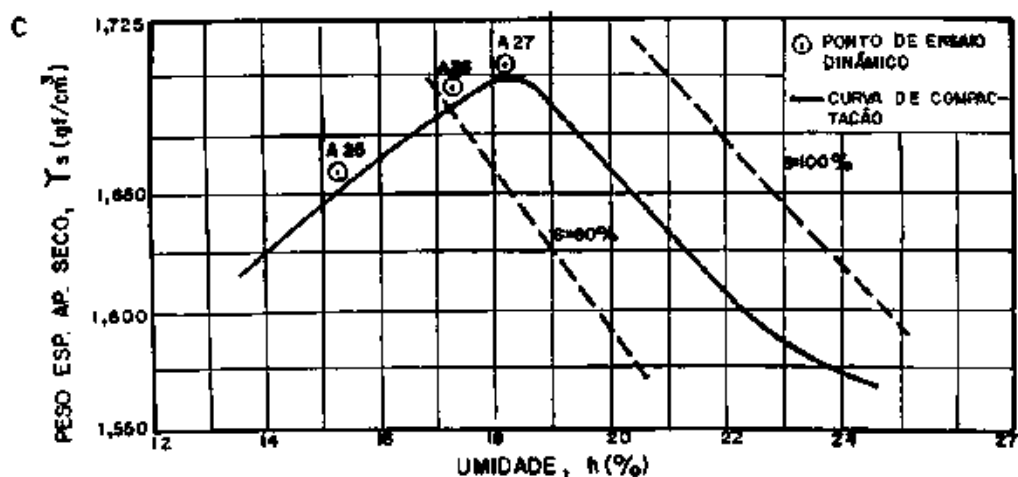
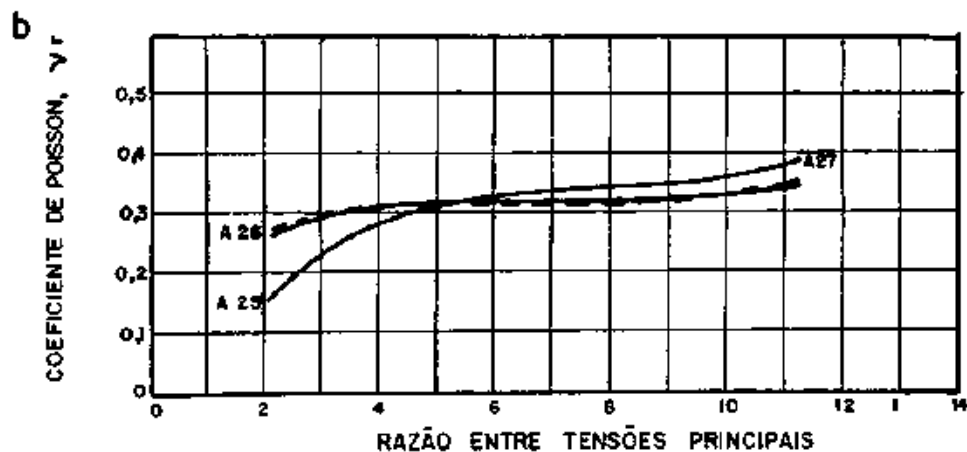
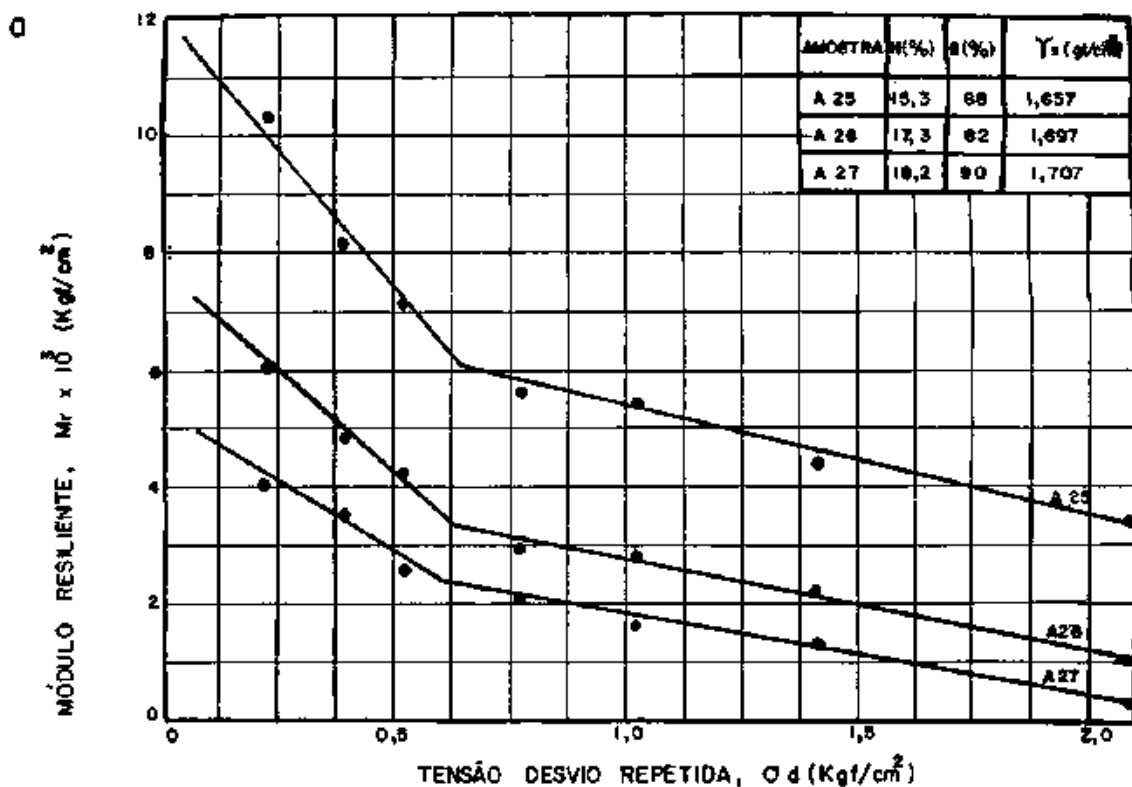


FIGURA 5.22 — RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
MATERIAL DE SUBLEITO—PERFIL I

CAPÍTULO VI

ANÁLISE COMPUTACIONAL

6.1 - Programa para o Cálculo das Deflexões

6.1.1 - Introdução

A mecânica dos pavimentos evoluiu nos últimos 20 anos graças a:

- a) Técnicas de medição de deformadas do pavimento e de tensões, deslocamentos e temperatura no campo;
- b) Ensaio dinâmicos que procuram simular as solicitações das cargas transientes repetidas do tráfego;
- c) Técnicas computacionais para análise de sistema em camadas.

É possível quantificar o estado de tensões deformações e deslocamentos no pavimento, fruto de um carregamento qualquer, fazendo-se evidentemente simplificações de ordem prática, levando-se em conta, no entanto, o comportamento não linear dos materiais. Têm-se empregado o programa FEPAVE 2, desenvolvido na Universidade da Califórnia, Berkeley, para tal finalidade [15].

Na análise mecânica de pavimentos, através da metodologia desenvolvida na COPPE/UFRJ, têm-se um equipamento sofisticado que objetiva simular as solicitações de campo e uma ferramenta para o cálculo do estado de tensão-deformação na estrutura também sofisti

cada.

Desta forma, quanto mais bem executado os ensaios de laboratório e mais representativas as características de resiliência e fadiga dos materiais que fazem parte da estrutura do pavimento, mais confiáveis deverão ser os resultados obtidos através dos cálculos.

Cabe, entretanto, lembrar as limitações da metodologia que vem sendo utilizada. Primeiramente, a consideração da axissimetria do programa computacional, o que não corresponde exatamente à situação do carregamento da roda dupla, mas é contornado mediante um artifício de cálculo. Outra limitação está na diferença da solicição na prova-de-carga com a viga Benkelman (velocidade de "arrasto" do caminhão) em relação ao carregamento cíclico do ensaio triaxial.

6.1.2 - Características do Programa FEPAVE 2

O FEPAVE 2 é um programa computacional que usa a técnica dos elementos finitos para a resolução de um sistema de multicamadas elásticas adaptado para a análise de pavimentos. Ele considera a situação axissimétrica de geometria e carregamento. O elemento utilizado é o quadrilateral de 4 nós com campo de deslocamento linear no seu interior.

No programa, cada camada do pavimento pode ser abordada segundo suas propriedades mecânicas específicas. Estas propriedades mecânicas específicas são determinadas em equipamentos apropriados: para materiais betuminosos e misturas solo-aditivos, as propriedades de resiliência e fadiga são determinadas no equipamento de Compressão Diametral de Carga Repetida; para solos em geral, as

propriedades de resiliência são avaliadas no equipamento Triaxial de Carga Repetida. Os parâmetros de resiliência dos materiais, obtidos através de ensaios de amostras nestes equipamentos, podem ser expressos por um único valor (materiais betuminosos, por exemplo) ou por uma lei constitutiva específica. Exemplificando, a lei constitutiva que caracteriza o comportamento resiliente de um material granular com o nível de tensão aplicado é da forma $MR = k_1(\sigma_3)^{k_2}$, já citada na seção 4.4.3.

A análise mecânica de pavimentos com o emprego do programa FEPAVE 2, pode ser elástico não linear ou elástico linear, caso se deseje ou não levar em conta a influência do estado de tensão nas propriedades resilientes durante o carregamento.

Na análise linear, em termos de módulo resiliente, cada camada é representada por um único valor e o carregamento é aplicado de uma só vez.

Na análise elástica não linear, o comportamento resiliente de cada camada é representado por uma lei constitutiva específica. Nesta análise, o programa, inicialmente, calcula as tensões gravitacionais e, a partir destas, avalia os módulos de cada elemento, que compõe a malha de elementos finitos, segundo as equações que expressam o comportamento do material com o nível de tensão aplicado. A carga de roda* é então aplicada em incrementos iguais, frações da carga total. Após cada aplicação, as tensões são calculadas. Estas tensões são adicionadas as anteriormente calculadas (gravitacionais de início), os módulos elásticos de cada elemento nova

*A carga de roda é tomada como sendo equivalente a uma área circular carregada de raio igual a 10,8cm e pressão de contato igual a $5,6\text{kgf/cm}^2$, representativa de um eixo simples de 8,2 toneladas.

mente avaliados e aplicado, então, o próximo incremento. Repete-se o processo até que a carga total tenha sido aplicada. As tensões e os deslocamentos finais resultantes são os valores acumulados pela aplicação de todos os incrementos de carga.

6.1.3 - Consideração das Propriedades de Resiliência pelo Programa

Como já visto, para a análise mecânica de pavimentos com a utilização do programa computacional FEPAVE 2, é necessário que se conheça as propriedades de resiliência dos materiais que compõem o pavimento, ou seja, o módulo resiliente e o coeficiente de Poisson.

O programa FEPAVE 2, permite considerar a variação do módulo tanto radialmente como em profundidade, isto é, ele pode variar de elemento para elemento dentro da malha. Quanto ao coeficiente de Poisson, o programa só permite que ele varie de camada para camada, ou seja, dentro de uma mesma camada o coeficiente de Poisson é igual para todos os elementos da malha.

Nas pesquisas desenvolvidas na COPPE sobre o comportamento resiliente, somente medições da deformação axial tem sido feitas. Desta forma, para se efetuar a análise mecânica de pavimentos, é necessário que se arbitre, a partir da literatura especializada, os valores do coeficiente de Poisson para os diferentes materiais das camadas que compõem a estrutura. Os valores comumente apresentados na literatura consultada [3,5,20,21,22,23,24] para este parâmetro podem ser resumidos na tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Intervalo de Valores do Coeficiente de Poisson Apresentados por Diferentes Autores para Diferentes Materiais.

Material	Coeficiente de Poisson
Concreto Asfáltico	0,25 - 0,40
Solo Granular	0,25 - 0,45
Subleito	0,35 - 0,45

Pela tabela observa-se que o intervalo de variação para um mesmo material é relativamente grande. Esta gama de valores, em princípio, permite que se obtenha, por exemplo, diferentes valores de deflexão total como pode ser observado no Apêndice C.

6.1.4 - Consideração do Coeficiente de Poisson Variável

Descrito no Capítulo IV, neste estudo procurou-se avaliar e quantificar, em laboratório, medidas de deformação lateral em ensaios cíclicos.

No Capítulo V foram apresentados os resultados destes ensaios, cuja variação com o nível de tensão aplicada pode ser expressa por um polinômio de terceiro grau conforme seção 4.4.3.

Para a consideração deste comportamento pelo programa, foi necessário então que se introduzisse nele, a formulação que permite a não linearidade do coeficiente de Poisson com o estado de tensões no elemento.

De acordo com a teoria da elasticidade o valor máximo do coeficiente de Poisson é 0,5, posto que, em contrário, um corpo subme

tido a um estado triaxial de tração apresentaria deformação volumétrica negativa (isto é, de compressão) e vice-versa o que, evidentemente, é impossível se a ação das tensões é a única causa do aparecimento de deformações.

Desta forma, e também para atender as condições de resolução numérica do programa FAPEVE 2, aos valores do coeficiente de Poisson calculados foi imposta a seguinte condição:

- Se o valor do coeficiente de Poisson, ν_r , calculado for maior que 0,499, o valor adotado pelo programa será 0,499.

No Apêndice D estão relacionadas as modificações no programa FEPAVE 2 que se fizeram necessárias para a introdução da formulação do coeficiente de Poisson variável com o nível de tensões no elemento.

6.2 - Análise da Deformabilidade dos Perfis

A partir dos resultados de caracterização das propriedades resilientes dos materiais que compõem os dois perfis, e com o uso do programa FEPAVE 2, foi possível calcular o estado de tensão e deformação e a deflexão máxima de cada perfil.

Nas figuras 6.1 e 6.2 estão indicadas as espessuras das camadas e as equações constitutivas que representam o comportamento resiliente de cada material (nas condições ótimas de umidade e densidade) dos dois perfis estudados.

Observa-se nas figuras que o coeficiente de Poisson para materiais de subleito foi tomado como sendo constante. Isto está de acordo com os resultados dos ensaios dinâmicos nos quais o coefi -

CAPA	6 cm	CBUQ	MR = 35 000 Kg/cm ²	$\gamma_r = 0,3$
BASE	21 cm	SEIXO DE BASALTO E CINZAS	MR = 3546 (σ_3) ^{0,60} $\gamma_r = 0,211 + 0,089x + 0,002x^2 - 0,0009x^3$	
SUB-BASE	22 cm	SAIBRO RESIDUAL DE GNAISSE	MR = 2989 (σ_3) ^{0,55} $\gamma_r = 0,266 + 0,006x + 0,017x^2 + 0,0019x^3$	
REFORÇO	21 cm	SAIBRO RESIDUAL DE GNAISSE	MR = 2480 (σ_3) ^{0,60} $\gamma_r = 0,217 + 0,075x + 0,003x^2 - 0,001x^3$	
SUBLEITO		ARGILA VERMELHA	K 1 = 0,60 K 2 = 2190	K 3 = - 4762 K 4 = - 1241

FIGURA 6.1 PERFIL 1 - ESPESSURAS DAS CAMADAS E PROPRIEDADES RESILIENTES.

CAPA	7 cm	CBUQ	MR = 32 000 Kg/cm ²	$\gamma_r = 0,3$
BASE	24 cm	SEIXO DE BASALTO E CINZAS	MR = 3546 (σ_3) ^{0,60} $\gamma_r = 0,211 + 0,089x + 0,002x^2 - 0,0009x^3$	
SUB-BASE	30 cm	SAIBRO RESIDUAL DE GNAISSE	MR = 2658 (σ_3) ^{0,54} $\gamma_r = 0,143 + 0,085x - 0,002x^2 - 0,0009x^3$	
REFORÇO	13 cm	SAIBRO RESIDUAL DE GNAISSE	MR = 2300 (σ_3) ^{0,61} $\gamma_r = 0,191 + 0,072x + 0,003x^2 - 0,0008x^3$	
SUBLEITO		ARGILA VERMELHA	K 1 = 0,56 K 2 = 1580	K 3 = 5000 K 4 = - 558

FIGURA 6.2 PERFIL 2 - ESPESSURAS DAS CAMADAS E PROPRIEDADES RESILIENTES.

coefficiente de Poisson se mostrou pouco afetado com o nível de tensões aplicado.

A análise da deformabilidade dos dois perfis, compreende duas etapas; a primeira, está relacionada com a comparação das deformadas calculadas com as medidas e a segunda, relacionada com a influência do coeficiente de Poisson na forma da bacia de deformação e na distribuição de tensões nas camadas que compõem os perfis estudados.

6.2.1 - Comparação das Deformadas Calculadas com as Medidas

Para este estudo foram analisados quatro casos: 2 com coeficientes de Poisson constante nas camadas de material granular e 2 com coeficiente de Poisson variável (de acordo com os resultados dos ensaios) nestas mesmas camadas.

Como mostra o Apêndice C, dependendo do coeficiente de Poisson utilizado, pode-se chegar a diferentes valores de deflexão máxima.

Nesta análise considerou-se que a deformada calculada com o coeficiente de Poisson variável fosse a mais representativa da deformação do pavimento e por tentativa buscou-se encontrar o valor do coeficiente de Poisson, para os materiais granulares, que fornecesse uma deformada próxima àquela obtida com coeficiente de Poisson variável. Como a atribuição de valores a este parâmetro para cada camada granular era inviável, optou-se por um "comportamento homogêneo" das camadas em relação a este parâmetro. Para representar este comportamento homogêneo utilizou-se três valores de coeficiente de Poisson: 0,30; 0,35; 0,45. Feita a análise, o valor 0,35 é o que forneceu a deformada mais próxima. Assim, nas análises sub

seqüentes com coeficiente de Poisson constante, o valor 0,35 foi adotado como representativo deste parâmetro para os materiais granulares.

Como já mencionado, os materiais com mesma função no pavimento apresentaram, praticamente, o mesmo comportamento resiliente e com isso esperava-se que os dois perfis apresentassem um comportamento semelhante.

De fato, esta semelhança é atestada pelos resultados obtidos computacionalmente e, em termos de deflexão máxima, pode ser observada nas figuras 6.3 e 6.4.

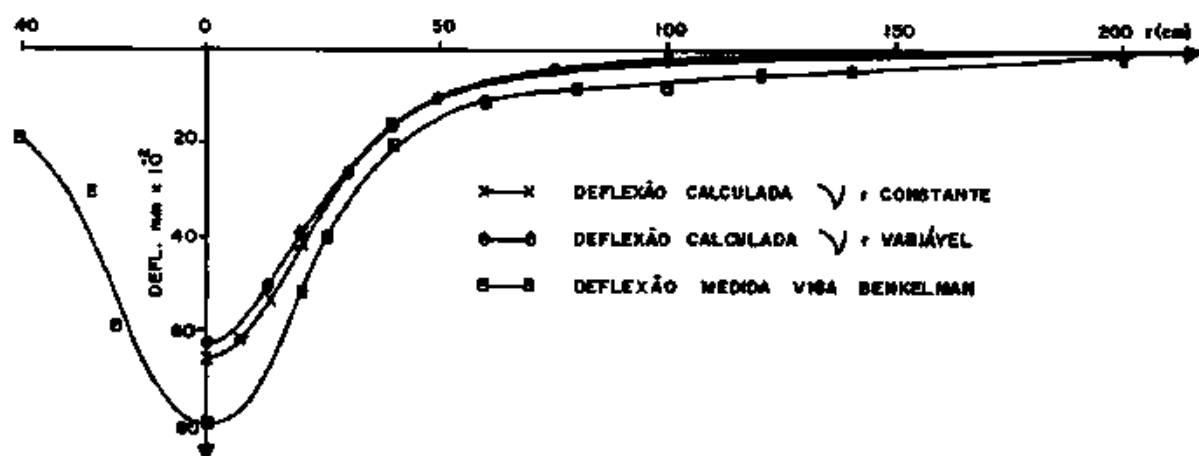


Figura 6.3 - Comparação Entre as Deformadas Calculada e Medida - Perfil 1.

Para os dois perfis estudados, observa-se que as deflexões máximas calculadas foram menores que as deflexões máximas medidas e a diferença entre elas foi maior no perfil 1 e é da ordem de 15×10^{-2} mm.

Esta diferença é pouco maior que a precisão que se pode alcançar neste tipo de medição de campo. Pode entretanto resultar, em parte, dos diferentes modos de carregamento, no campo e no laboratório, e do programa de cálculo, visto que o programa FEPAVE 2 não

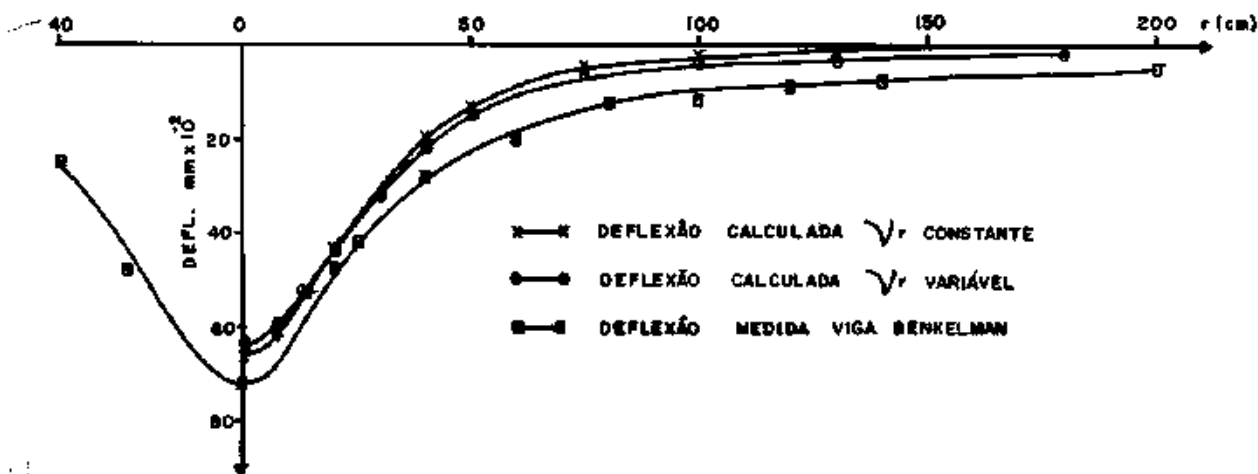


Figura 6.4 - Comparação Entre as Deformadas Calculada e Medida - Perfil 2.

permite que se considere o fissuramento. Supõe-se que a camada esteja íntegra e funcione elasticamente, consideração esta, não aplicável ao perfil 1.

Para tentar simular a situação real de campo, fez-se variar o módulo resiliente do revestimento, até que se atingisse a deflexão máxima medida.

No perfil do subtrecho 1, de elevado grau de fissuramento, o módulo efetivo seria de 9000 kgf/cm^2 (aproximadamente 25% do valor obtido no ensaio). Já para o subtrecho 2, pouco fissurado aparentemente, determinou-se a espessura efetiva que resultasse na deflexão máxima medida. Este valor foi de 6,0cm (espessura real 7,0cm).

6.2.2 - Estudo da Influência do Coeficiente de Poisson na Forma da Bacia de Deformação e na Distribuição de Tensões

A partir dos resultados obtidos na fase I, onde se determinou as condições do revestimento para que a deflexão máxima calculada se aproximasse da medida, estudou-se a influência do coeficiente de Poisson no cálculo e na forma da bacia de deformação e na distribuição de tensões na estrutura dos perfis.

A influência do coeficiente de Poisson na forma da deformada calculada pode ser observado nas figuras 6.5 e 6.6.

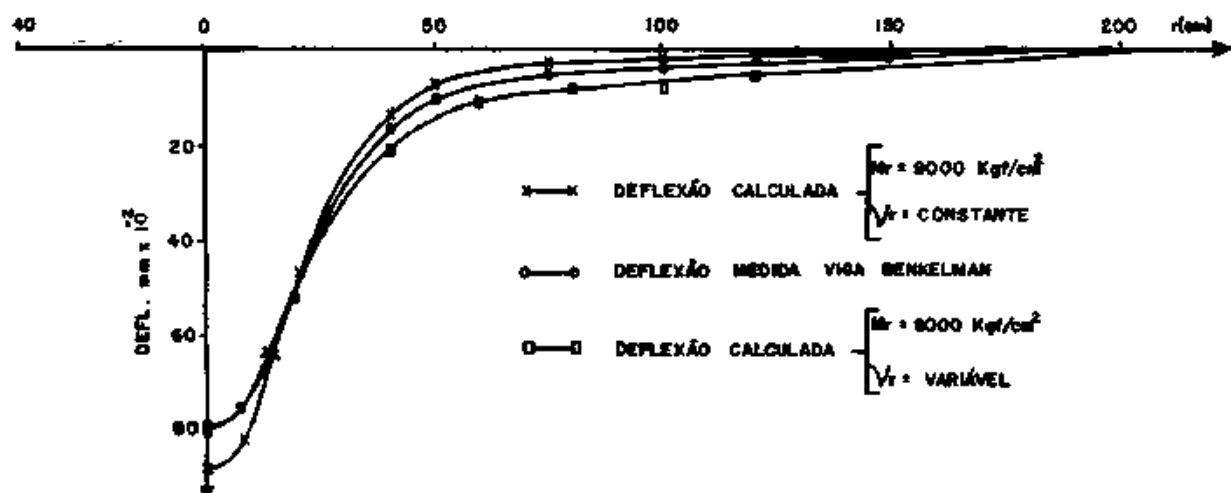


Figura 6.5 - Influência do Coeficiente de Poisson na Forma da Bacia de Deflexão - Perfil 1.

Nestas condições do revestimento ($MR = 9000 \text{ kgf/cm}^2$ - perfil 1 e espessura efetiva do revestimento igual a $6,0 \text{ cm}$ - perfil 2) pode-se apreciar que nos dois perfis estudados a forma das deformadas obtidas, considerando-se o coeficiente de Poisson variável, é um pouco mais suave que as obtidas com o coeficiente de Poisson constante, havendo uma melhor aproximação daquelas com as medidas. Também observa-se que na análise com coeficiente de Poisson constante, e igual a $0,35$, os valores de deflexão máxima nos dois perfis estudados foram maiores. Entretanto, como já mencionado, esta diferença é menor que a precisão obtida neste tipo de medição de campo.

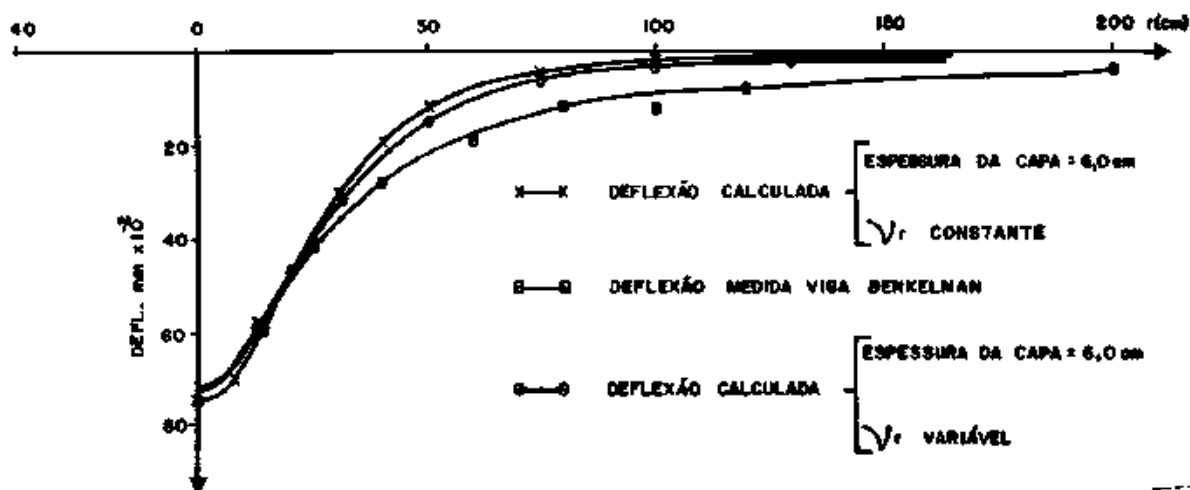


Figura 6.6 - Influência do Coeficiente de Poisson na Forma da Bacia de Deflexão - Perfil 2.

As figuras 6.7 a 6.10 mostram a distribuição de tensões verticais que ocorrem nos dois perfis, analisados com coeficiente de Poisson constante e variável.

Observa-se que no caso do coeficiente de Poisson variável as tensões desenvolvidas sob o carregamento são um pouco maiores que aquelas desenvolvidas com coeficiente de Poisson constante o mesmo ocorrendo com as tensões horizontais. Se as tensões confinantes são maiores, os módulos resilientes nesta região também o serão. Conseqüentemente o aumento dos valores dos módulos implica em uma redução da deflexão máxima. Já para a região mais distante da área carregada, as tensões desenvolvidas são semelhantes para as duas situações fazendo com que as deflexões calculadas sejam bastante próximas.

Nestas figuras, as áreas hachureadas representam regiões onde ocorrem tensões de tração e estas regiões aparecem em maior número na análise com coeficiente de Poisson constante. Observa-se

também que as curvas de iso-tensões perto da área carregada, se assemelham aos tradicionais bulbos de pressões e que a configuração destas curvas, obtidas com coeficiente de Poisson constante e variável são, de certa forma, semelhantes.

As figuras 6.11 e 6.12 mostram as curvas de iso-coeficiente de Poisson para o penúltimo incremento de carga. Naturalmente a configuração destas curvas, depende das equações constitutivas específicas de cada material. Destas figuras observa-se que na região próxima à área carregada os valores do coeficiente de Poisson são altos indicando que a razão entre σ_1/σ_3 assume valores elevados e que em pontos afastados da área carregada os valores deste parâmetro são baixos indicando que nesta região a razão entre σ_1/σ_3 assume valores baixos.

Como se observa no Apêndice C, altos valores do coeficiente de Poisson resultam em deflexões máximas menores, enquanto que baixos valores deste parâmetro resultam em deflexões máximas maiores. Assim, fica claro que quando se compara as deformadas calculadas com coeficiente de Poisson variável com aquelas obtidas com coeficiente de Poisson constante (igual a 0,35), observa-se que naquelas, abaixo da área carregada onde ocorreu os maiores valores do coeficiente de Poisson - maiores que 0,35 -, a deflexão máxima é menor, enquanto que nas regiões mais afastadas da área carregada, onde ocorreu os menores valores do coeficiente de Poisson - menores que 0,35 -, as deformações são maiores.

Os valores calculados e utilizados para o traçado das curvas das figuras 6.7 a 6.12 estão tabelados no Apêndice B (tabelas B1 e B2).

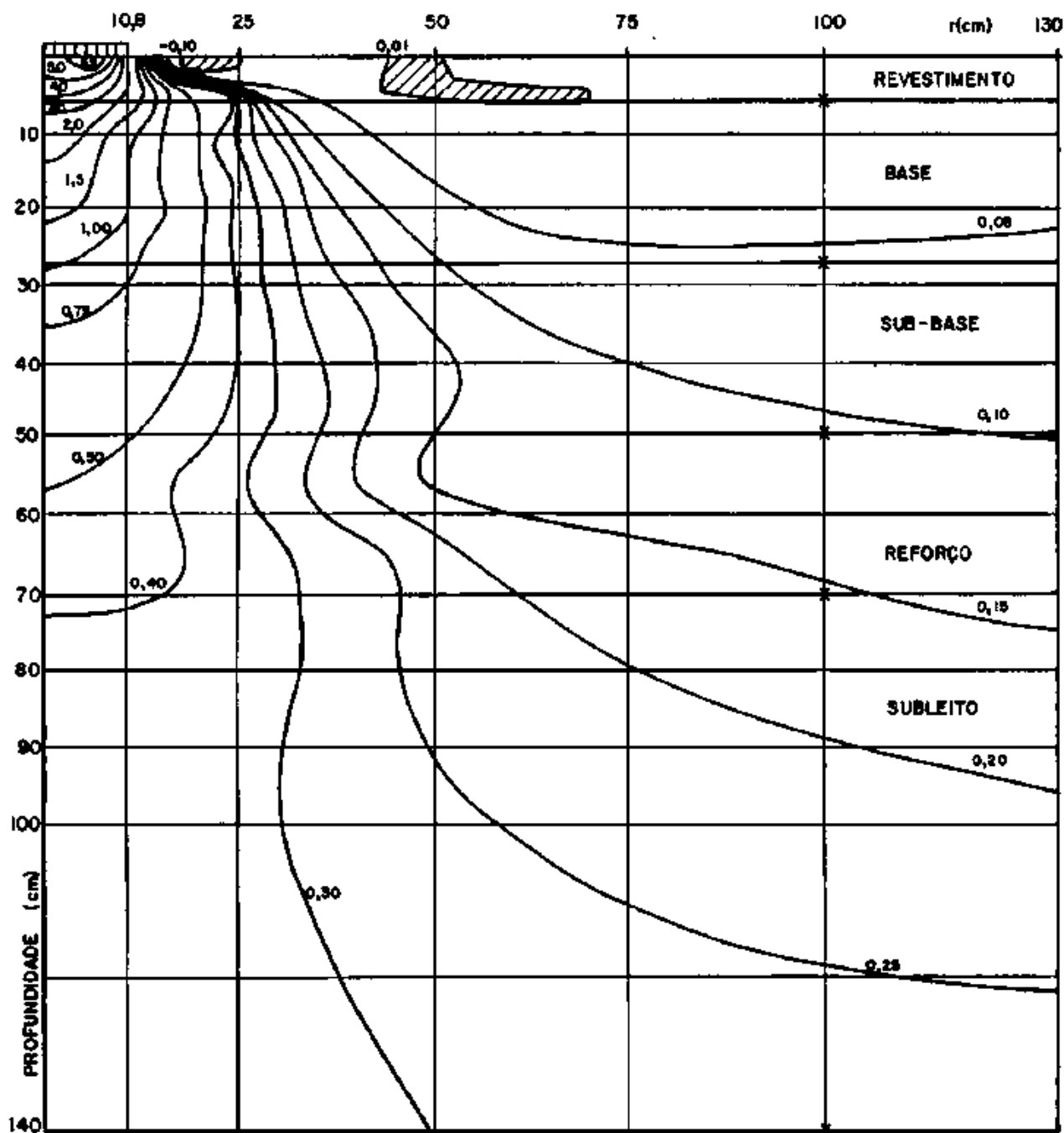


FIGURA 6.7 - CURVAS DE ISO-TENSÕES VERTICAIS (Kgf/cm²) OBTIDAS COM O COEFICIENTE DE POISSON VARIÁVEL, PERFIL I.

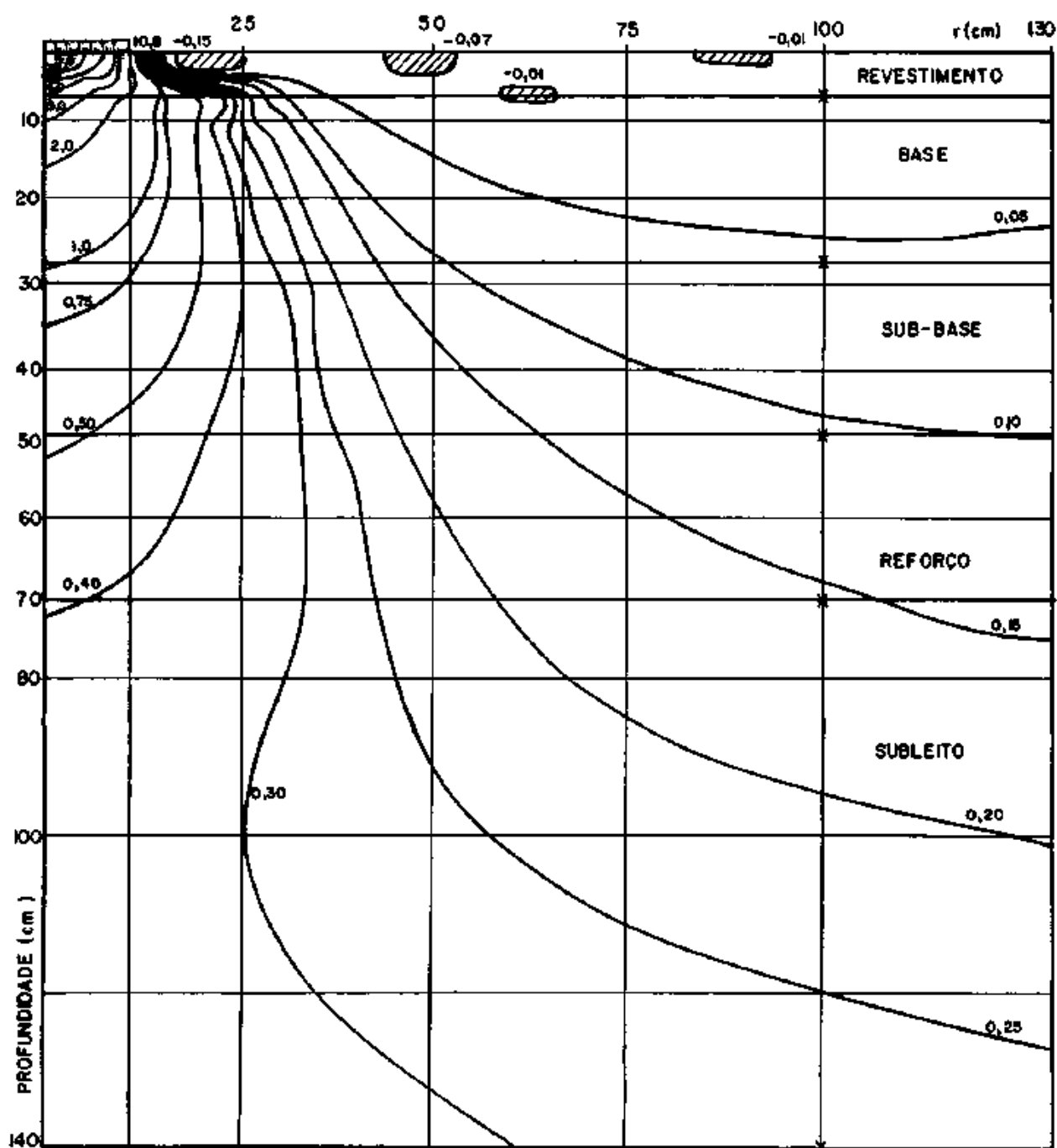


FIGURA 6.6 - CURVAS DE ISO-TENSÕES VERTICAIS (Kgf/cm²) OBTIDAS COM O COEFICIENTE DE POISSON CONSTANTE - PERFIL I.

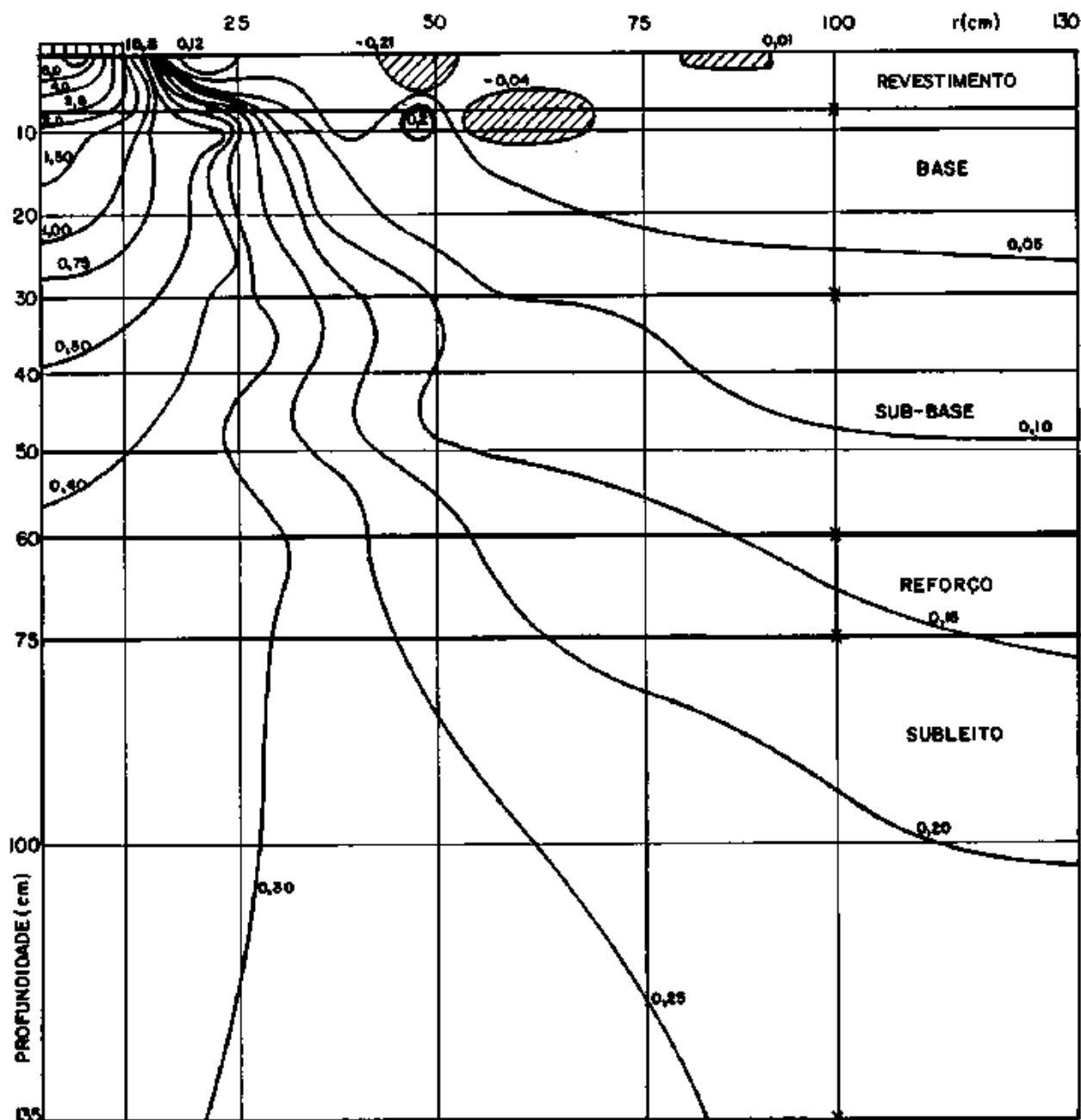


FIGURA 6.9 - CURVAS DE ISO-TENSÕES VERTICAIS (kgf/cm^2) OBTIDAS COM O COEFICIENTE DE POISSON CONSTANTE - PERFIL 2 .

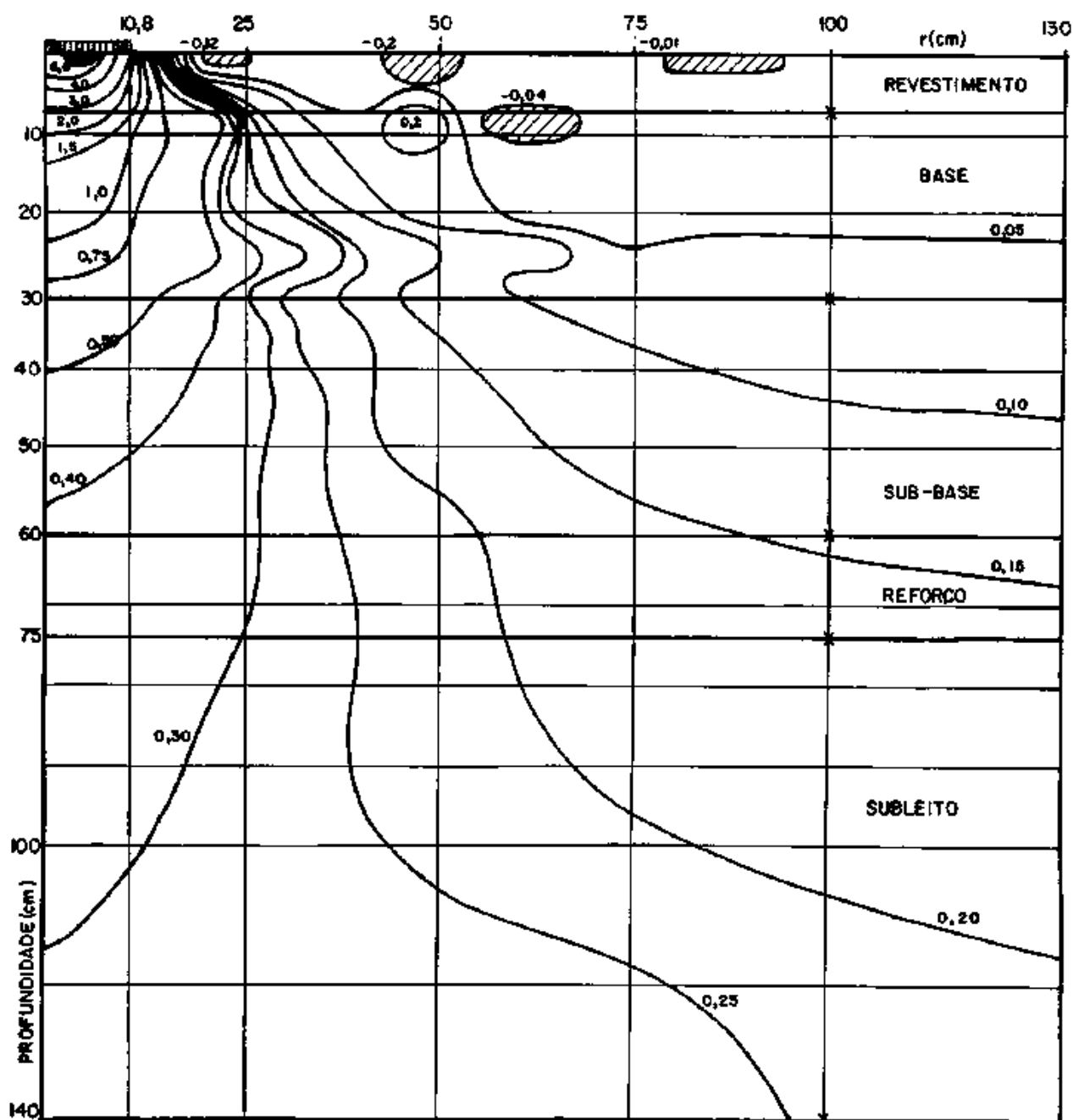


FIGURA 6.10 - CURVAS DE ISO-TENSÕES VERTICAIS (kg/cm^2) OBTIDAS COM O COEFICIENTE DE POISSON VARIÁVEL. PERFIL 2 .

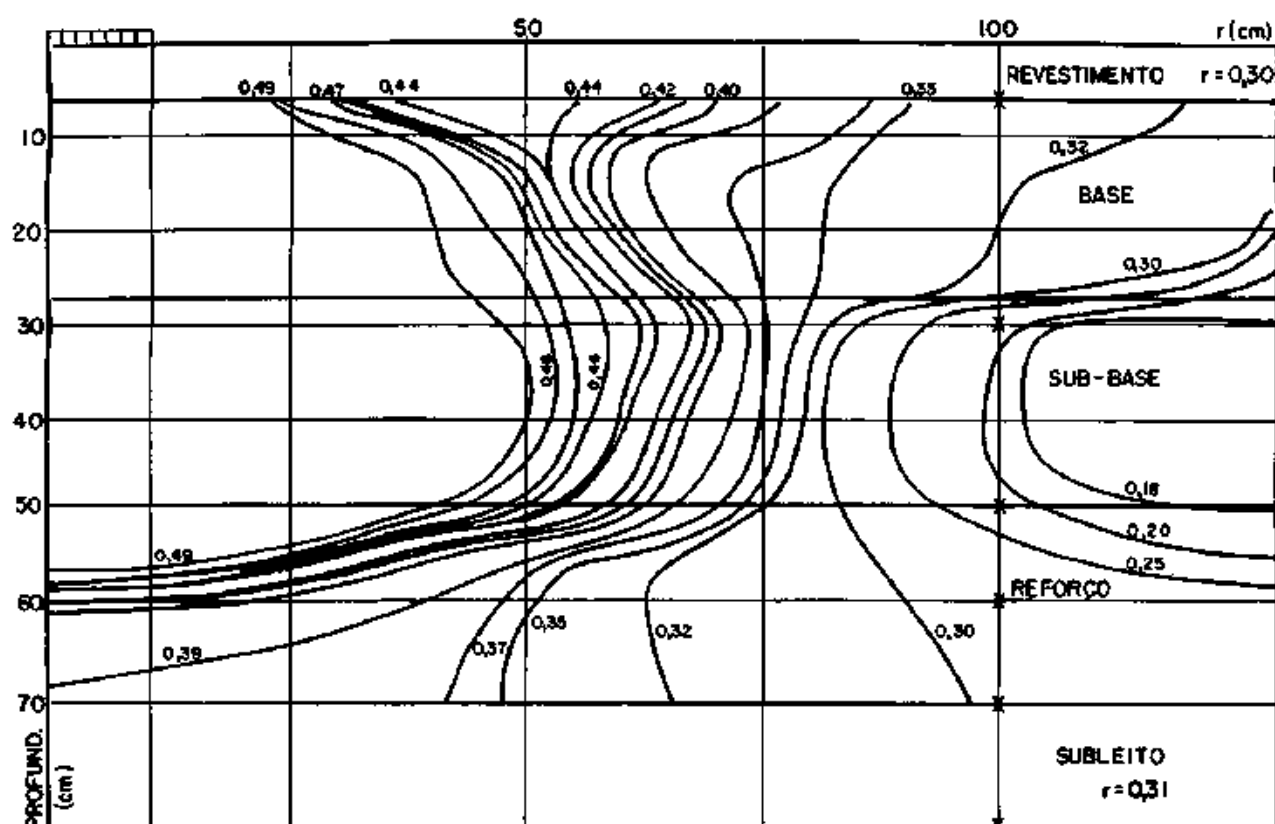


FIGURA 6.11 - CURVAS DE ISO-COEFICIENTE DE POISSON OBTIDAS COM O COEFICIENTE DE POISSON VARIÁVEL - PERFIL 1

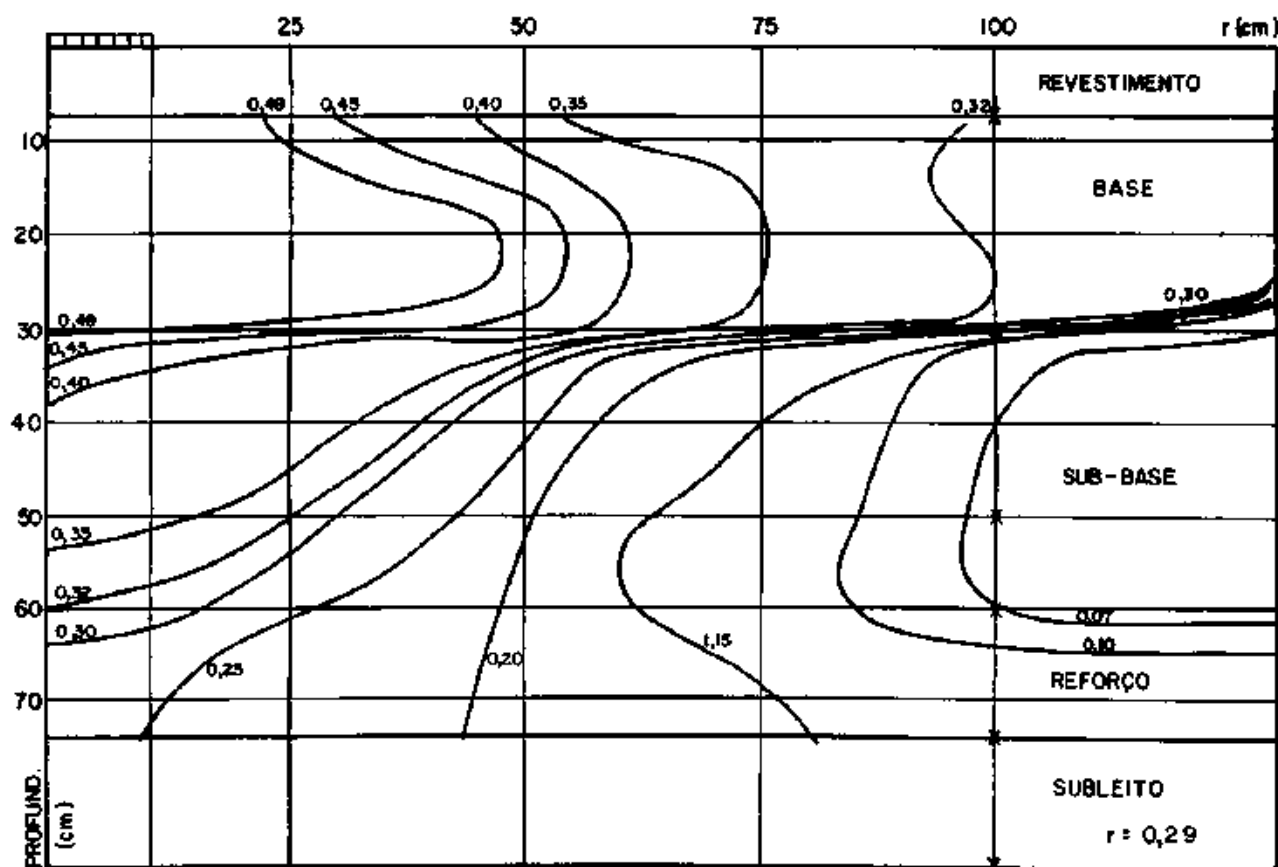


FIGURA 6.12 - CURVAS DE ISO-COEFICIENTE DE POISSON OBTIDAS COM O COEFICIENTE DE POISSON VARIÁVEL - PERFIL 2

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES

- Elaborou-se neste trabalho de tese, um procedimento para a determinação do coeficiente de Poisson resiliente de corpos-de-prova de solos compactado de 5 cm de diâmetro, em ensaios triaxiais de carga repetida.

- Observou-se que a evolução do coeficiente de Poisson com a razão as tensões principais (σ_1/σ_3) é influenciada pelo grau de saturação, energia de compactação e tipo de material.

- Observou-se que o aumento da tensão axial, para uma mesma tensão confinante, provoca um aumento nos valores do coeficiente de Poisson.

- Observou-se que nos materiais argilosos estudados o coeficiente de Poisson é pouco sensível ao nível de tensões aplicado.

- Introduziu-se no programa FEPAVE 2 as condições necessárias para que se possa considerar o coeficiente de Poisson variável com a tensão atuante em cada elemento segundo a formulação proposta por Hicks (1970).

- Nos perfis analisados, embora pequena, houve, nos pontos mais afastados da área carregada, uma melhor aproximação entre a deformada medida e a calculada, quando se utilizou a consideração de coeficiente de Poisson variável na obtenção desta.

- O coeficiente de Poisson é um parâmetro importante nesta me

metodologia de análise mecânica dos pavimentos com o emprego do programa FEPAVE 2 e o valor 0,35 é um valor representativo de seu comportamento médio para os materiais granulares ensaiados.

Embora o aperfeiçoamento de ensaio possa resultar em uma razoável influência no cálculo das deflexões, no momento e em termos práticos, esta sofisticação não produz grandes efeitos posto que as medidas de campo, que são os "termômetros" nestas análises estão longe da precisão alcançada pela ferramenta de cálculo.

Por outro lado, a precisão alcançada na localização dos pontos de carregamento quanto do levantamento da bacia de deflexão (da ordem de cm), a variabilidade da espessura da camada de revestimento (da ordem de 0,5cm), das características dos materiais, da estabilidade, etc., são inevitáveis durante a construção. Devido a estes fatores, um aumento na acurácia do instrumento de medida (Viga Benkelman), a princípio não nos forneceria informações mais qualitativas da estrutura do pavimento.

Assim, a análise tal como foi feita neste trabalho de tese fica prejudicada, pois enquanto que na simulação computacional uma variação de 0,1 mm na deflexão máxima pode representar uma variação de 5 a 10 cm na espessura da camada de base (granular), no campo uma variação de 0,1 mm entre uma estrutura e outra é insignificante,

CAPÍTULO VIII

SUGESTÕES PARA PESQUISA

- Estudar maneiras de aumentar a velocidade e a acurácia do sistema de medição das deflexões de pavimentos.
- Realização de ensaios Triaxiais Dinâmicos com corpos-de-prova maiores de forma que se possa estudar o comportamento resiliente de solos com granulometria mais grossa.
- Prosseguir nos estudos de resiliência e por retro-análise, a perfeição da metodologia proposta por Preussler (1983) para o dimensionamento da espessura de reforço. Reavaliar as curvas de dimensionamento deste método utilizando a condição de coeficiente de Poisson variável.
- Introdução de um elemento junta no programa FEPAVE 2 para que se possa simular a condição de fissuramento do revestimento e bases cimentadas.
- Adaptação do programa FEPAVE 2 para micro-computadores.
- Automação da aplicação de pressões e aquisição de dados, do equipamento triaxial de carga repetida da COPPE/UFRJ.
- Realização de estudos sobre o efeito do índice de vazios da amostra no módulo e coeficiente de Poisson resilientes.
- Sempre que for ensaiado um material diferente no equipamento triaxial da COPPE, efetuar medidas de deformação lateral afim

de que se possa ter um conjunto de tipos de solos com valores de coeficiente de Poisson e com a coleção de dados, procurar estabelecer tipos de comportamentos para determinados grupos de solos.

- Elaboração de sistemas de classificação dos solos quanto ao comportamento resiliente para cada Estado ou Região do País ao invés de tentar agrupá-los em uma só tabela. Na elaboração destes sistemas de classificação, procurar introduzir os estudos de J.S. Nogami e D.F. Villibor.

BIBLIOGRAFIA

- [1] HVEEM, F.N. - Pavement Deflections and Fatigue Failures. Bulletin 114, H.R.B., 1955.
- [2] SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. - Resilience Characteristics of subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavement. 1st Intern. Conf. Struct. Design. Asphalt Pavements, Michigan, USA, 1962.
- [3] HICKS, R.G. - Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials. Univ. of California, Berkeley. Ph.D Dissertation, 1970.
- [4] ALLEN, J.J. - The Effects of Non-Constant Lateral Pressures on the Resilient Response of Granular Materials. Univ. of Illinois at Urbana - Champaign. Ph.D. Dissertation, 1973.
- [5] ALLEN, J.J. & THOMPSON, M.R. - Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time Dependent Lateral Stress. T.R.B., Report 510, 1974.
- [6] FARZIN, M.H.; KRIEZEK, R.J.; CAROTIS, R.B. - Evolution of Modulus and Poisson's Ratio from Triaxial Test. T.R.B., Report 514, 1975.
- [7] BROWN, S.F. & HYDE, A.F.L. - Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated Load Triaxial Testing of Granular Material. T.R.B., Report 514, 1975.
- [8] TRANSPORTATION RESEARCH BOARD - Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-Strain Properties of Pavement Materials. Especial Report 162, T.R.B., 1975.
- [9] PAUTE, J.L. - Comportement des Sols Supports de Chaussées à l'Appareil Triaxial à Chargements répétés. Bull Liaison Labo. P. et Ch., 1983

- [10] PREUSSLER, E.S. - Ensaaios Triaxiais Dinâmicos de um solo Arenoso. Univ. Federal do Rio de Janeiro. Tese M.sc., novembro, 1978.
- [11] _____ . - Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e a Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço. Univ. Federal do Rio de Janeiro. Tese de Ph.D., Agosto, 1983.
- [12] SVENSON, M. - Ensaaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos. Univ. Federal do Rio de Janeiro. Tese de M.sc., março, 1980.
- [13] PINTO, C. de S. - Equipamento Reduzido para Moldagem de Corpos-de-Prova de Solo-Aditivo. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 87 - GTM - 65-01, 1965.
- [14] VALLIAPPAN, S. - Continuun Mechanics Fundamentals. A.A. Balkemaiy, Rotterdam, Holanda, 1981.
- [15] DUNCAN, J.M.; MONISMITH, C.L.; WILSON, E.L. - Finite Element Analysis. H.R.B., Report 228, 1968.
- [16] SOUZA, M.L. et al. - Pavement Performance Analyses and Attempt Reevaluate Flexible Pavement Design Criteria Adopted by Brazil's National Highway Department. 8th Intern. Road Federation Meeting, Tōquio, Japão, 1977.
- [17] RELATÓRIO PARCIAL - VOLUME DE PLANTAS. Projeto Final de Restauração. BR 101/SC. Kms 315,5 à 368,4, 1984.
- [18] MEMÓRIA JUSTIFICATIVA. Projeto Final de Restauração, Volume 3. BR 101/SC. Kms 315,5 à 368,4, 1984.
- [19] AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS. Procedimentos A e B, DNER PROD - 10-79 e 11-79.

- [20] ROCHA, M. - Mecânica das Rochas. Lab. Nac. de Engenharia Civil - LNEC. Lisboa, 1973.
- [21] BARATA, F.E. - Propriedades Mecânicas dos Solos. Ed. Livros Técnicos e Científicos, 1984.
- [22] QUEIROZ, C.A.V. - Performance Prediction Models for Pavement Management in Brazil. Tese de Ph.D., The Univ. of Texas at Austin, Maio, 1981.
- [23] GONZALO, R. & WITCZAK, M.W. - Modulus Caracterização of NSHA Base-Subbase Materials for use in Pavement and Rehabilitation. Maryland State Highway Administration, march, 1984.
- [24] LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. - Soil Mechanics. New York, John Wiley, 1969.
- [25] NARDI, J.V. - Estabilização de Areia com Cinza Volante e Cal; Efeito do Cimento como Aditivo e de Brita na Mistura. Tese M.sc. Univ. Federal do Rio de Janeiro, 1975.
- [26] MEDINA, J. - Notícias Sobre a Pista Experimental de Imbituba/SC. (Misturas Pozolânicas - areia, cal, cinzas volantes). XIV Reunião Anual de Pavimentação - ABPv. João Pessoa, 1978.
- [27] MOTTA, L.M.G. - Observações sobre a Pista Experimental de Santa Catarina (areia, cal, cinza volante). XVI Reunião Anual de Pavimentação - ABPv. Recife, 1981.
- [28] MAHLER, C.F. & TRICHÊS, G. - Estudo da Influência do Coeficiente de Poisson e do Estado de Tensões Iniciais na Análise de Pavimentos Flexíveis. XVIII Reunião Anual de Pavimentação - ABPv. Porto Alegre, 1983.
- [29] MANUAL DO FEPAVE 2 - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1984 (a ser publicado).

- [30] YODER, E.J. & WITCZAK, M.W. - Principles of Pavement Design.
Ed. John Wiley & Sons, INC. 2^a edição, 1975.

APÊNDICE A

DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS DE CAMPO

O trecho a ser restaurado foi dividido pelo DNER/SC em três lotes. Pelo estágio em que se encontrava o lote 2, este foi escolhido para a realização dos estudos. O referido lote situa-se entre os Kms 315,5 e 368,4 da BR 101/SC, próximo a cidade de Tubarão.

Definido o lote do qual se coletariam as amostras, iniciaram-se os trabalhos de campo. Estes foram divididos em três etapas, a saber:

- a - Seleção dos locais de coleta das amostras;
- b - Levantamento da bacia de deflexão;
- c - Coleta de amostras.

A.1 - Seleção dos Locais de Coletas das Amostras

A.1.1 - Escolha dos Subtrechos

Esta etapa teve por objetivo selecionar os subtrechos homogêneos bem como os locais, dentro destes, em que seriam coletadas as amostras.

Na escolha destes subtrechos, utilizaram-se os dados apresenta

tados em relatório da Firma responsável pelo projeto de restauração [17,18] e levou-se em conta os seguintes fatores:

- a - medidas de deflexão;
- b - avaliação estrutural do pavimento existente;
- c - características dos materiais que compõem o perfil;
- d - seção em aterro;
- e - trecho em tangente e horizontal;
- f - método utilizado para o dimensionamento do reforço;
- h - coeficiente de variação, C_v , menor que 20%.

Salienta-se que os comprimentos dos subtrechos homogêneos bem como os próprios subtrechos foram determinados pelo projetista.

Os subtrechos escolhidos foram os seguintes:

1. Subtrecho 39 - compreendido entre as estacas 30 + 0,000 a 30 + 680 com comprimento de 680 metros.
2. Subtrecho 55 - compreendido entre as estacas 45 + 580 a 44 + 680 com comprimento de 1100 metros.

A.1.2 - Características dos Subtrechos Escolhidos

O subtrecho 1 está inserido na extremidade de um longo trecho em tangente. Este trecho atravessa uma região de argila mole conhecida como "banhado do cubículo". O trecho caracteriza-se por apresentar um grande número de remendos, áreas relativamente grandes completamente fissurados, panelas, trilhas de roda e também por apresentar ondulações, na pista, bastante desconfortáveis.

Quando da construção da rodovia neste trecho, a baixa resis

tência oferecida pelo solo de subleito obrigou, em certos pontos, a construção de camadas de regularização de rejeito de carvão. Este, se caracteriza, principalmente pelo seu razoável valor de suporte e seu baixo peso específico. No subtrecho 1, esta camada de rejeito não se fez presente.

Neste subtrecho foi empregado o método de resistência (DNER) para o dimensionamento do reforço.

Ainda sobre este subtrecho, segundo informações obtidas, ele esteve completamente submerso durante a grande enchente que ocorreu em março de 1974.

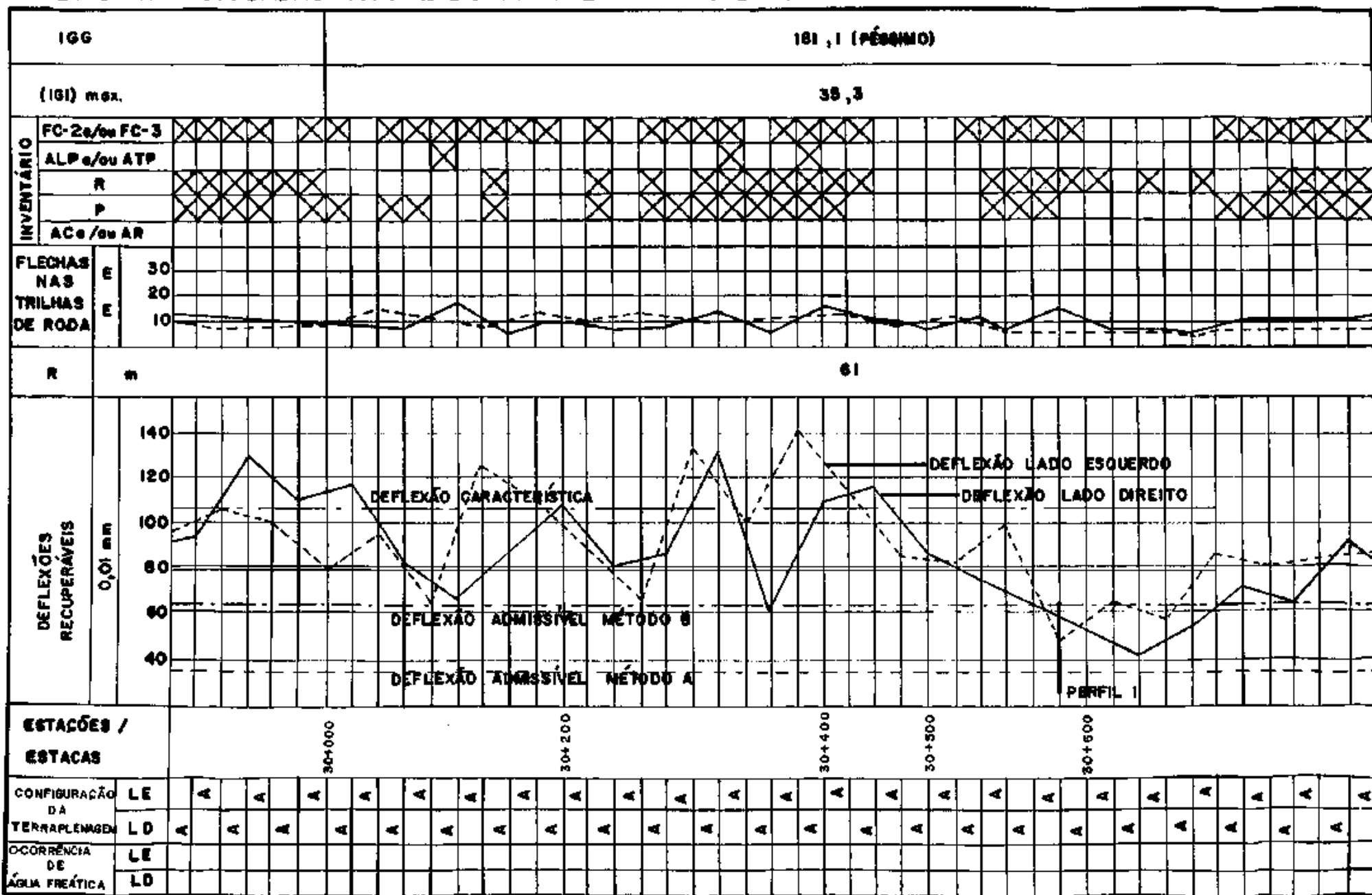
O subtrecho 2 também está inserido em um longo trecho em tangente. Porém, ele está assente em terreno firme suavemente ondulado. Este trecho caracteriza-se por apresentar poucas fissuras e alguns subtrechos, aparentemente, com certo grau de conservação, apesar do visível desgaste devido ao pesado tráfego. Empregou-se o Método B (PRO 11) para o dimensionamento da espessura do reforço.

Os quadros A.1 e A.2 caracterizam dois subtrechos quanto as suas condições atuais de uso, (Maio/84). Todos os parâmetros envolvidos que aparecem nos referidos quadros foram obtidos e/ou calculados pelo projetista.

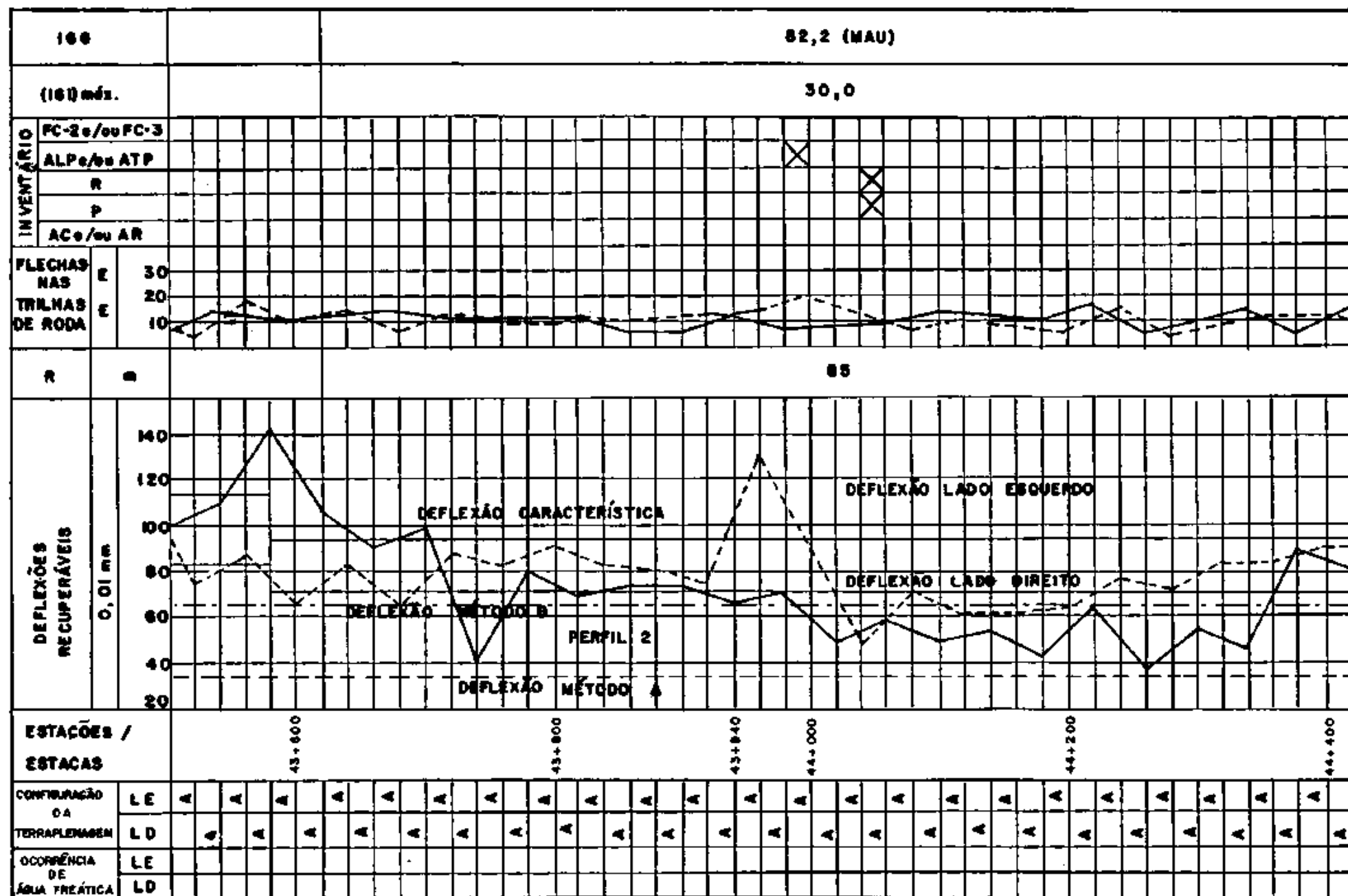
A.2 - Levantamento da Bacia de Deflexão

Nos dois subtrechos escolhidos procedeu-se o levantamento da bacia de deflexão. Estas medidas foram realizadas com viga Benkelman pertencente ao DNER/SC. A metodologia de ensaio foi aque-

QUADRO A.1 - SITUAÇÃO ATUAL DO PAVIMENTO - SUBTRECHO I



QUADRO A.2 - SITUAÇÃO ATUAL DO PAVIMENTO - SUBTRECHO 2



la preconizada pelo Método de Ensaio ME 24-78.

As medidas foram realizadas em mês de estação chuvosa.

No local de medição das deflexões, determinou-se a temperatura ambiente (perfil 1, 22°C; perfil 2, 29°C) e do concreto asfáltico (perfil 1, 28°C; perfil 2, 31°C).

A figura A.1 mostra as bacias de deflexão de cada perfil.

É interessante observar que, embora a capa de rolamento do subtrecho 1 estivesse bastante fissurada, as deflexões dos dois subtrechos foram da mesma ordem. Lembra-se, entretanto, que as bacias de deflexões, em ambos os subtrechos, foram levantadas em seções que não apresentavam, aparentemente, sinais de fissuras ou qualquer outro defeito.

A.3 - Coleta das Amostras

Para cada um dos subtrechos escolhidos abriu-se uma trincheira de 1,00 x 1,20 metros de abertura. Em cada uma delas, executou-se os seguintes serviços:

- i - determinação da espessura da capa de rolamento;
- ii - limpeza da camada de base com a remoção de uma espessura de, aproximadamente, 5 centímetros de material;
- iii - determinação da densidade de campo;
- iv - coleta de material para determinação do teor de umidade;
- v - coleta de material para os ensaios - aproximadamente 80 kgf por camada;
- vi - limpeza da trincheira até encontrar a próxima camada;

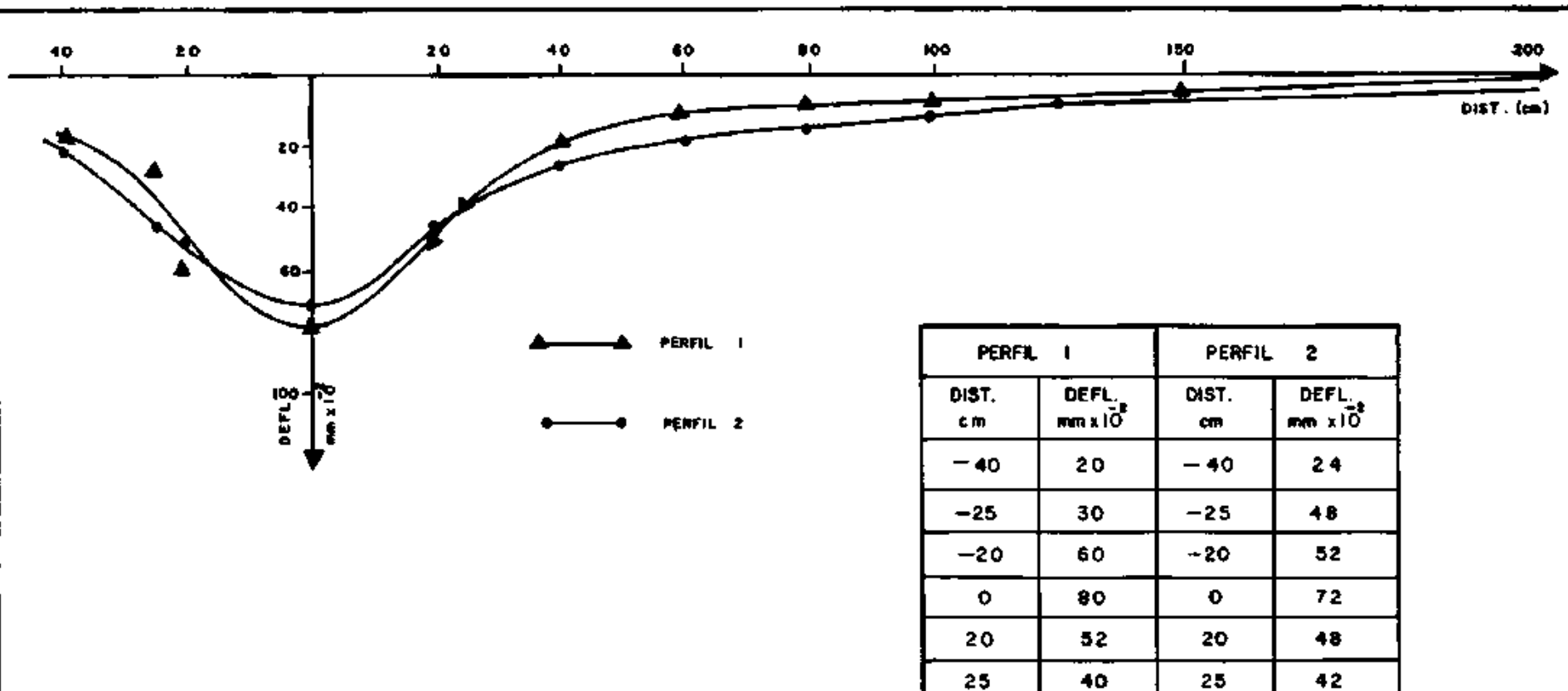


FIGURA A.1 BACIA DE DEFLEXÃO
 MEDIDAS COM VIGA
 BENKELMAN

PERFIL 1		PERFIL 2	
DIST. cm	DEFL. mm x 10 ²	DIST. cm	DEFL. mm x 10 ²
-40	20	-40	24
-25	30	-25	48
-20	60	-20	52
0	80	0	72
20	52	20	48
25	40	25	42
40	20	40	28
60	12	60	20
80	8	80	12
100	8	100	12
120	6	120	8
140	4	140	6
200	0	200	4

- vii - determinação da espessura da camada;
- viii - repetição dos itens iii a vii para cada camada até atingir 1,00 metro de profundidade. Neste ponto admitiu-se que se tenha alcançado o subleito.

As figuras A.2 e A.3 ilustram o posicionamento das trincheiras em relação a pista de rolamento.

Em cada seção que se fez o levantamento da bacia de deflexão, extraiu-se, com sonda rotativa, quatro amostras da capa. A figura A.4 loca cada amostra extraída dentro da seção estudada.

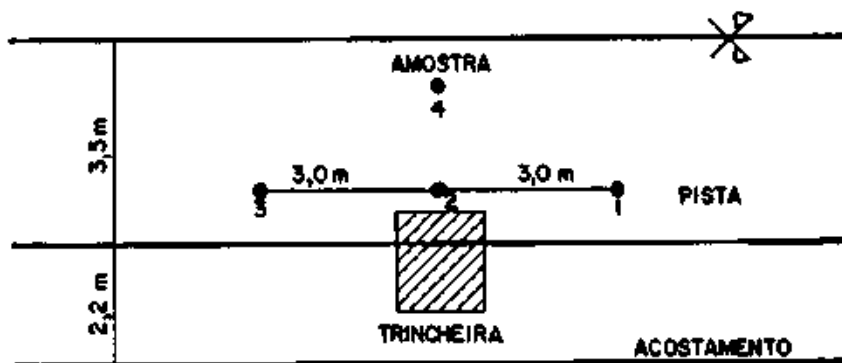


Figura A.4 - Localização dos Pontos de Coleta de Amostra da Capa

A.4 - Ensaio Complementares

Uma vez que a granulometria do material de base é grossa, a execução de ensaios dinâmicos em corpos-de-prova de 5 centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura com este material era inviável.

Na impossibilidade de se poder realizar ensaios dinâmicos com corpos-de-prova maiores, procurou-se determinar uma composição granulométrica no qual o diâmetro máximo do agregado fosse próximo a 1/5 do diâmetro do corpo-de-prova.



Figura A.2 - Localização da Trincheira - Perfil 1.



Figura A.3 - Trincheira Aberta - Detalhe do Perfil 1.

Para a obtenção da "curva paralela", observou-se os seguintes critérios:

- paralelismo entre os trechos iniciais das curvas granulométricas;
- para 50% do material passando em peso, as tangentes a este ponto devem ter aproximadamente a mesma inclinação;
- aproximadamente a mesma porcentagem, em peso, de material passando na peneira número 200.

Na figura A.5 são mostradas as curvas granulométricas do material real (de campo) e a das amostras ensaiadas dinamicamente.

Com o objetivo de estudar a influência da granulometria na resistência e no comportamento resiliente deste material foram "montadas" mais 5 "granulometrias paralelas" entre as duas curvas da figura A.5. Com cada uma destas granulometrias, foram executados os ensaios de compactação e CBR, sendo que apenas para a curva 2 da figura A.5 foi possível executar ensaios dinâmicos.

Os resultados dos ensaios de compactação e CBR para as curvas 1 e 2 foram os seguintes:

- Curva 1: $h_{ót} = 6,0\%$; $\gamma_s \text{ máx} = 2,268 \text{ kgf/cm}^3$;
CBR = 300%
- Curva 2: $h_{ót} = 7,1\%$; $\gamma_s \text{ máx} = 2,138 \text{ kgf/cm}^3$;
CBR = 145%

A resistência deste material (não plástico) dependerá da pressão efetiva e da natureza do contato grão a grão. Assim é importante avaliar qual a relação entre a porcentagem de finos e os vazios deixados pelas partículas maiores. Utilizando-se os estudos de Talbot [30], verifica-se que a curva granulométrica apro

xima-se da curva de máxima densificação para aquele diâmetro máximo de agregado, o que permite estimar que ocorre o contato grão à grão das partículas maiores.

Se o contato grão à grão é mantido para as demais curvas, é preciso avaliar então qual a influência do processo de britagem nos diferentes tamanhos de grãos, pois que, o ângulo de atrito entre grãos de seixos intactos é diferente daquele entre grãos de seixos britados. Esta avaliação, fêz-se através da contagem e pesagem do número de partículas, em cada peneira selecionada, que apresentassem pelo menos uma face britada. Para tanto, utilizou-se 2 amostras reais (de campo-curva 1) deste material. Os resultados são apresentados na tabela A.1.

Tabela A.1 - Resultados da Análise da Influência do Processo de Britagem do Seixo.

Peneiras	Porcentagem em número de partículas (%)		Porcentagem em Peso (%)	
	Seixo britado	Seixo não britado	Seixo britado	Seixo não britado
1"	36,8	63,2	45,1	54,9
3/4"	25,8	74,2	22,4	77,6
1/2"	34,9	65,1	27,2	72,8
3/8"	31,1	61,9	34,5	65,5
nº 4	37,8	62,2	30,9	69,1

Pelos resultados da análise observa-se que, tanto em número de partículas como em peso, as porcentagens de seixos com pelo menos

uma face britada, em cada peneira, se mantêm bastante próximas, e, portanto, em termos de comportamento médio, os ângulos de atrito das 7 "granulometrias paralelas" poderiam ser semelhantes.

Em que pese as análises feitas, poderá se incorrer em erro ao tentar extrapolar o comportamento resiliente do material com a granulometria da curva 1 para o da curva 2, e somente a realização de ensaios dinâmicos com corpos-de-prova maiores nos fornecerá embasamento para este propósito.

Os ensaios de abrasão e sanidade com o seixo de basalto, forneceram os seguintes resultados:

11% de desgaste abrasão (Los Angeles);

1,7% de desgaste total (sanidade).

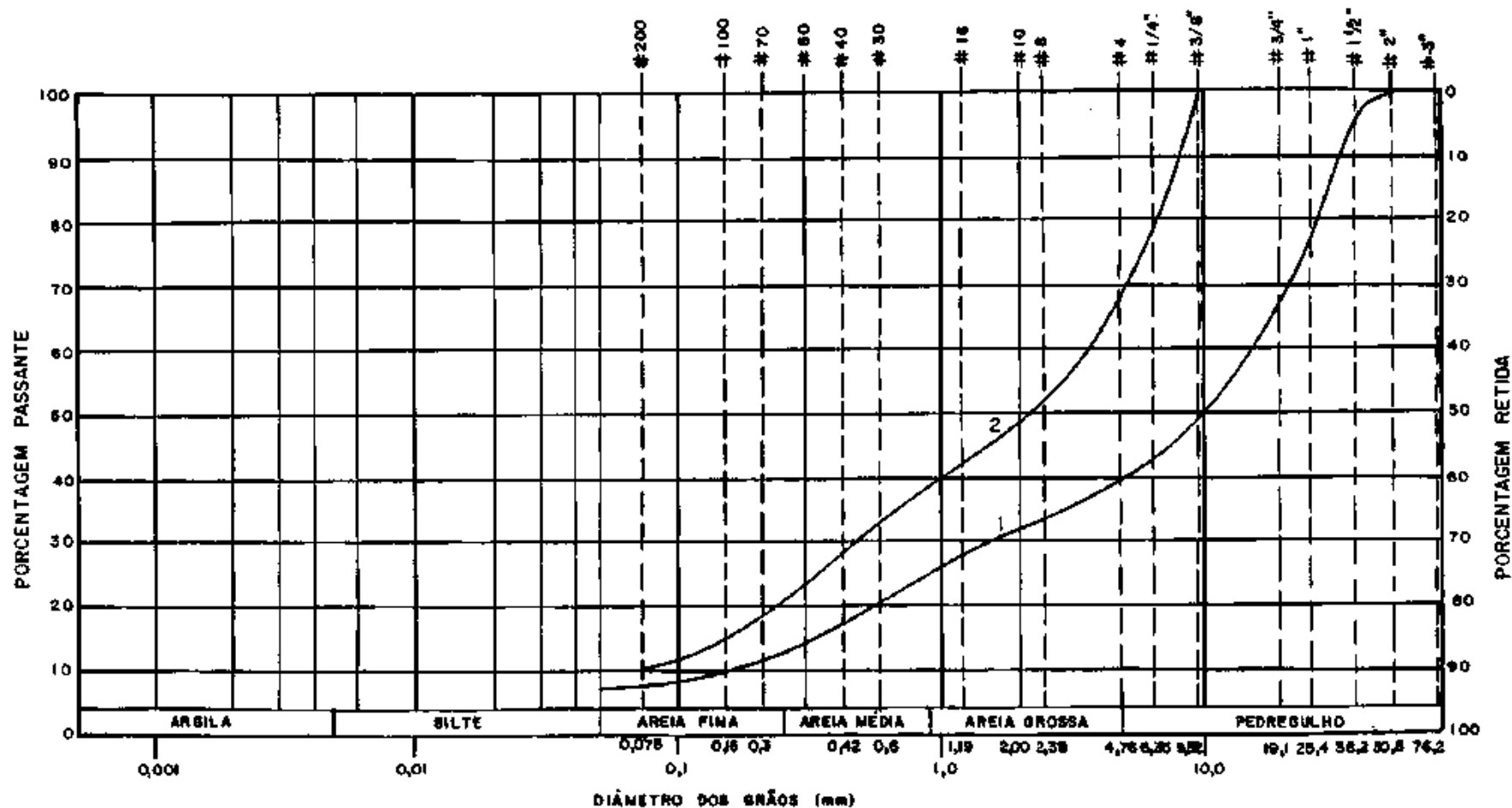


FIGURA A.5 GRANULOMETRIA DO MATERIAL DE BASE (N.P.)

CURVA 1 — GRANULOMETRIA REAL

CURVA 2 — GRANULOMETRIA DAS AMOSTRAS SUBMETIDAS AO ENSAIO DINÂMICO

APÊNDICE B

CÁLCULO DO COEFICIENTE DE POISSON

B.1 - Medidas de Deformação Radial

Na figura B.1 vê-se o modelo de alça que foi utilizado para a medição da deformação lateral.

Como mostra esta figura, uma das extremidades da alça é fixa. O deslocamento, devido a deformação radial do corpo-de-prova, que ocorre na extremidade livre é medido por um par LVDTs fixados nestas extremidades.

Como foi dito na seção 4.3, o deslocamento assim medido, não corresponde à deformação radial que ocorre no corpo-de-prova quando da aplicação da tensão axial.

Pela figura B.1. observa-se que existe uma relação entre os pontos de contato alça-corpo-de-prova e o local em que a deformação radial é medida, ou seja, a relação entre os lados dos triângulos ABC e ADE:

$$\frac{\overline{AD}}{\overline{BD}} = \frac{7,87}{3,53} = 2,229$$

ou

$$\frac{\overline{DE}}{\overline{BC}} = \frac{3,68}{1,65} = 2,230$$

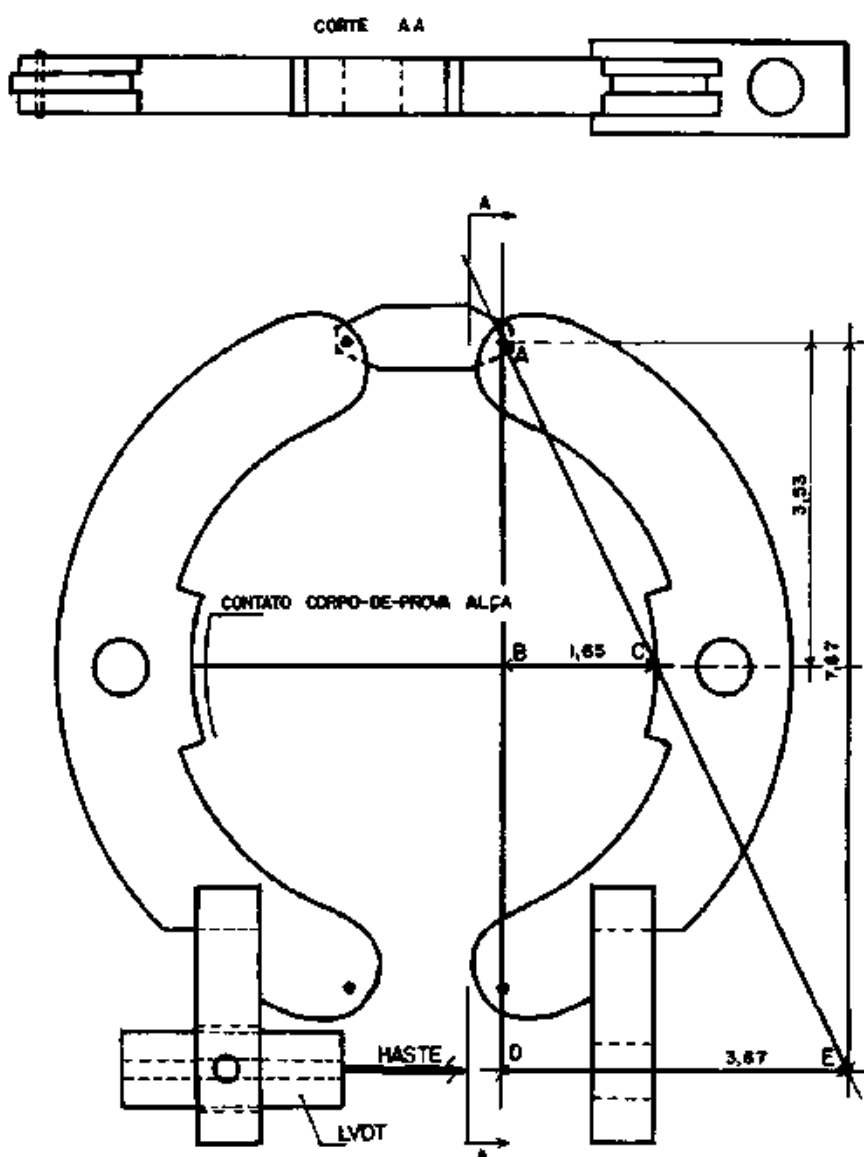


Figura B.1 - Modelo de Alça.

Desta forma, as medidas de deformação radial feitas na extremidade livre destas alças, ficam majoradas de um coeficiente multiplicativo igual a 2,23. Portanto, elas devem ser divididas por este valor para que se tenha a deformação radial real do corpo-de-prova.

B.2 - Cálculo do Coeficiente de Poisson

O módulo resiliente é calculado pela equação seguinte:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_a}$$

onde:

MR - módulo resiliente

σ_d - tensão desvio

ϵ_a - deformação específica radial recuperável

A equação para o cálculo do coeficiente de Poisson foi determinada como segue:

$$v_r = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (B.1)$$

$$\epsilon_r = \frac{\Delta d}{D_o} \cdot \frac{1}{2,23} \quad (B.2)$$

$$\epsilon_a = \frac{\Delta h}{H_o} \quad (B.3)$$

Substituindo-se as equações B.2 e B.3 na equação B.1 vem:

$$v_r = \frac{\frac{d}{D_o} \cdot \frac{1}{2,23}}{\frac{\Delta h}{H_o}} = \frac{\Delta d \times H_o}{2,23 \times \Delta h D_o} \quad (B.4)$$

onde:

ν_r - Coeficiente de Poisson

Δd - deformação radial recuperável no carregamento n'ésimo

Δh - deformação axial recuperável na n'ésima aplicação do carregamento

H_o - distância entre alças

D_o - diâmetro inicial do corpo-de-prova

2,23 - fator de correção da deformação radial.

Considerando-se que o diâmetro inicial do corpo-de-prova será constante e igual a 5cm, a equação B.4 resultará em:

$$\nu_r = \frac{\Delta d \cdot H_o}{11,15 \times \Delta h} \quad (B.5)$$

Exemplificando, para a mostra A3 obteve-se os seguintes valores:

distância entre alças = 5,1cm

diâmetro = 5,0cm

σ_3 (kgf/cm ²)	σ_d (kgf/cm ²)	Δh (cm)	Δd (cm)
0,208	0,231	0,000914	0,000839
	0,410	0,001747	0,00179

Os valores de M_r e ν_r serão:

$$MR_1 = \frac{0,231}{0,000914} \times 5,1 = 1289 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_{r1} = \frac{0,000839 \times 5,1}{11,15 \times 0,000914} = 0,42$$

$$MR_2 = \frac{0,41}{0,001747} \times 5,1 = 1197 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_{r2} = \frac{0,00179 \times 5,1}{11,15 \times 0,001747} = 0,47$$

B.3 - Resultados dos Ensaios

B.3.1 - Amostras de Solos Granulares

σ_3 (kgf/cm ²)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$	MR (kgf/cm ²)	v_r	Observações
AMOSTRA A1				
0 208	3	1836	0,64	Seixo de basalto britado + cinzas MR = 4700(σ_3) ^{0,61} $v_r = 0,245 + 0,148 x -$ $-0,0117x^2 + 0,0001x^3$ onde $x = \sigma_1/\sigma_3$
	4	1783	0,65	
	5	1776	0,67	
	6	1816	0,73	
0,352	2	2871	0,58	
	3	2270	0,60	
	4	2330	0,68	
	5	2431	0,70	
	6	2662	0,75	
0,521	2	3031	0,53	
	3	2895	0,61	
	4	2952	0,66	
	5	3179	0,69	
	1,087	2	4505	
3		4557	0,56	
4		4932	0,63	
5		5026	0,65	
1,41		2	5699	0,49
	3	5573	0,53	
	4	6282	0,58	
	5	5959	0,60	
				Base

AMOSTRA A2

0,208	2	1173	0,43
	3	1255	0,50
	4	1473	0,55
	5	1381	0,63
0,352	3	1728	0,53
	4	1897	0,56
	5	2019	0,64
	6	2153	0,70
0,521	3	2423	0,52
	4	2591	0,62
	5	2818	0,67
	6	3009	0,74
0,721	2	3155	0,38
	3	3046	0,54
	4	3290	0,58
1,027	2	3766	0,43
	3	4013	0,56
	4	4200	0,65
1,410	2	4530	0,41
	3	4943	0,53
	4	5452	0,62
	5	5797	0,70

Seixo de basalto
britado + cinzas

$$MR = 4100(\sigma_3)^{0,71}$$

$$v_r = 0,140 + 0,179 x - 0,021x^2 + 0,0012x^3$$

Base

AMOSTRA A3

0,208	2	1288	0,42
	3	1197	0,47
	4	1181	0,56
	5	1285	0,62
	6	1369	0,64
0,352	2	1834	0,39
	3	1722	0,50
	4	1779	0,56
	5	1912	0,60
	6	2073	0,66
0,521	2	2322	0,44
	3	2118	0,47
	4	2274	0,54
	5	2569	0,59
	6	2933	0,64
0,725	2	3175	0,32
	3	2558	0,45
	4	2723	0,55
	5	2887	0,59
	6	2900	0,61

Seixo de basalto
britado + cinzas

$$MR = 3546(\sigma_3)^{0,60}$$

$$v_r = 0,211 + 0,089 x + 0,0021x^2 - 0,0009x^3$$

Base

1,027	2	3765	0,39	
	3	3321	0,48	
	4	3378	0,54	
	5	3506	0,59	
1,414	2	4541	0,37	
	3	4483	0,45	
	4	4484	0,52	
	5	4585	0,57	
AMOSTRA A4				
0,208	2	2410	0,10	
	3	2583	0,14	
	4	2532	0,19	
	5	2467	0,20	
	6	2235	0,23	
0,362	2	3452	0,14	
	3	2729	0,21	
	4	2879	0,23	
	5	2775	0,26	
	6	2603	0,29	
0,521	2	3307	0,18	
	3	3100	0,22	
	4	3051	0,27	
	5	2995	0,29	
	6	3121	0,31	
0,725	2	3418	0,18	
	5	2904	0,32	
	6	3014	0,33	
1,027	2	3725	0,19	
	3	3686	0,26	
	5	3383	0,34	
1,414	2	4115	0,20	
	4	4010	0,33	
	5	3910	0,36	
AMOSTRA A5				
0,208	2	1807	0,11	
	3	1819	0,21	
	4	1624	0,25	
	5	1487	0,29	
	6	1470	0,31	
0,352	2	1938	0,23	
	3	1691	0,26	
	4	1669	0,31	
				Saibro - solo residual de gnaisse
				MR = 3590(σ_3) ^{0,24}
				$v_{r1} = -0,108 + 0,138x -$ $-0,022x^2 + 0,0017x^3$
				$v_{r2} = 0,062 + 0,042x +$ $+ 0,0089x^2 - 0,0017x^3$
				Sub-base I - perfil 2
				Sub-base - perfil 2

	5	1533	0,34	
	6	1768	0,36	
0,725	2	2377	0,24	$MR = 2818(\sigma_3)^{0,42}$
	3	1950	0,31	
	4	2221	0,36	
	5	2453	0,38	
	6	2477	0,42	
1,027	2	2764	0,26	
	3	2720	0,33	
	4	2755	0,38	
	5	2850	0,42	$v_{r2} = -0,061x + 0,204x -$ $-0,0423x^2 + 0,0035x^3$
1,41	2	3367	0,28	
	3	3199	0,34	
	4	3397	0,39	
	5	3473	0,45	

AMOSTRA A6

0,208	2	1386	0,23	
	3	1292	0,32	
	4	1263	0,38	
	5	1273	0,40	
	6	1251	0,41	
0,352	2	1889	0,24	Saibro - solo residual de gnaissé
	3	1343	0,39	
	4	1432	0,43	
	5	1447	0,44	
	6	1550	0,47	$MR = 2652(\sigma_3)^{0,54}$
0,521	2	1881	0,36	$v_{r1} = 0,235 + 0,326x -$ $-0,0574x^2 + 0,0035x^3$
	3	1607	0,39	
	4	1739	0,43	
	5	1851	0,45	
	6	1974	0,48	$v_{r1} = 0,143 + 0,095x -$ $-0,0016x^2 - 0,0009x^3$
0,725	2	2377	0,31	
	3	1970	0,41	
	4	2136	0,43	
	5	2278	0,46	Sub-base - perfil 2
0,027	2	2657	0,35	
	3	2645	0,43	
	4	2755	0,47	
	5	2888	0,51	
1,41	2	3307	0,35	
	3	3199	0,41	
	4	3429	0,46	
	5	3473	0,52	

AMOSTRA A7

0,208	2	1893	0,28
	3	1929	0,36
	4	1640	0,42
	5	1537	0,43
	6	1551	0,48
0,357	2	2271	0,34
	3	1836	0,40
	4	1773	0,46
	5	1863	0,50
	6	1856	0,55
0,521	2	2398	0,33
	3	2032	0,41
	4	2099	0,47
	5	2252	0,51
	6	2464	0,58
0,725	2	2701	0,35
	3	2328	0,43
	4	2539	0,50
	5	2721	0,54
	6	2704	0,58
1,025	2	3089	0,35
	3	2971	0,46
	4	3161	0,52
	5	3190	0,63
	1,41	2	3726
3		7101	0,46
4		3679	0,50
5		3668	0,58

Saibro - solo residual
de gnaisse

$$MR = 3035(\sigma_3)^{0,42}$$

$$v_{r1} = -0,247 + 0,394x^2 - 0,0806x^2 + 0,0038x^3$$

$$v_{r2} = -0,005 + 0,247x - 0,0418x^2 + 0,0027x^3$$

Sub-base II - perfil 2

AMOSTRA A8

0,208	2	1308	0,31
	3	1145	0,37
	4	1056	0,42
	5	1101	0,46
	6	1129	0,50
0,352	2	1602	0,35
	3	1479	0,40
	4	1335	0,44
	6	1510	0,53
	0,521	2	1908
3		1876	0,42
4		1805	0,46
5		1816	0,49
6		1877	0,55

$$MR = 2583(\sigma_3)^{0,50}$$

$$v_{r1} = 0,087 + 0,141x - 0,0192x^2 + 0,0012x^3$$

$$v_{r2} = 0,114 + 0,186x - 0,034x^2 + 0,0025x^3$$

0,725	2	2356	0,38	Saibro - solo residual de gnaissse
	3	2041	0,44	
	4	2079	0,46	
	5	2187	0,50	
	6	2171	0,56	
1,027	2	2824	0,39	
	3	2499	0,45	
	4	2565	0,49	
	5	2563	0,54	
1,41	2	3132	0,37	
	3	3007	0,45	
	4	3129	0,50	
	5	2751	0,58	
AMOSTRA A9				
0,208	2	1069	0,35	Saibro - solo residual de gnaissse
	3	967	0,43	
	4	882	0,48	
	5	761	0,53	
	6	799	0,55	
0,352	2	889	0,36	
	3	849	0,46	
	4	946	0,48	
	5	987	0,51	
	6	1056	0,55	
0,521	2	1192	0,37	Sub-base II - perfil 2
	3	1112	0,44	
	4	1182	0,50	
	5	1297	0,53	
	6	1418	0,57	
0,725	2	1717	0,34	
	3	1372	0,44	
	4	1471	0,49	
	5	1619	0,52	
	6	1635	0,55	
1,027	2	1792	0,37	
	3	1698	0,44	
	4	1843	0,49	
	5	1865	0,57	
1,41	2	2006	0,36	
	3	1919	0,45	
	4	2018	0,50	
	5	1887	0,56	

AMOSTRA A10

0,208	2	1622	0,14
	3	1509	0,18
	4	1366	0,20
	5	1319	0,21
	6	1312	0,25
	0,352	2	1674
3		1534	0,21
4		1464	0,23
5		1487	0,27
6		1512	0,28
0,521		2	1832
	3	1726	0,23
	4	1716	0,27
	5	1778	0,29
	6	1839	0,31
	0,725	2	2309
3		2059	0,25
4		2096	0,29
5		2202	0,32
6		2197	0,35
1,027		2	2613
	3	3014	0,27
	4	2445	0,32
	5	2570	0,38
	1,41	2	3097
3		3001	0,29
4		2984	0,33
5		2951	0,39

Saibro - solo residual
de gnaisse

$$MR = 2484(\sigma_3)^{0,42}$$

$$v_{r1} = 0,242 + 0,295x - 0,0671x^2 + 0,0052x^3$$

$$v_{r2} = 0,110 + 0,003x + 0,020x^2 - 0,0025x^3$$

Reforço - perfil 2

AMOSTRA A11

0,208	2	1170	0,21
	3	1163	0,27
	4	1079	0,32
	5	1096	0,35
	6	1101	0,38
	0,352	2	1419
3		1209	0,31
4		1235	0,36
5		1318	0,41
6		1439	0,44
0,521		3	1529
	4	1555	0,39
	5	1718	0,44
	6	1716	0,47
	0,725	3	1864

$$MR = 2385(\sigma_3)^{0,52}$$

$$v_{r1} = -0,038 + 0,161x - 0,0263x^2 + 0,0013x^3$$

$$v_{r2} = 0,230 - 0,018x + 0,0267x^2 - 0,0027x^3$$

	4	1962	0,42
	5	1919	0,46
	6	1985	0,49
1,027	2	2647	0,28
	3	2344	0,36
	4	2465	0,43
	5	2462	0,47
1,41	2	3075	0,30
	3	2980	0,34
	4	3003	0,41
	5	2894	0,46

Saibro - solo residual
de gnaisse

Reforço - perfil 2

AMOSTRA A12

0,208	2	1278	0,26
	3	1212	0,35
	4	1187	0,41
	5	968	0,45
	6	1014	0,47

0,352	2	1368	0,33
	3	1215	0,39
	4	1191	0,46
	5	1257	0,50
	6	1298	0,53

Saibro - solo residual
de gnaisse

$$MR = 2300(\sigma_3)^{0,51}$$

0,521	2	1575	0,34
	3	1472	0,41
	4	1494	0,47
	5	1602	0,52
	6	1729	0,57

$$v_{r1} = -0,102 + 0,235x - 0,0333x^2 + 0,0018x^3$$

0,725	2	2231	0,32
	3	1748	0,41
	4	1860	0,48
	5	2038	0,52
	6	2115	0,56

$$v_{r2} = -0,191 + 0,072x + 0,0028x^2 + 0,0008x^3$$

Reforço - perfil 2

1,027	2	2242	0,37
	3	2289	0,43
	4	2452	0,48
	5	2477	0,77

1,41	2	2748	0,35
	3	2729	0,42
	4	2999	0,49
	5	2705	0,56

AMOSTRA A19

0,208	2	2114	0,21
	3	2078	0,28
	4	1721	0,30
	5	1887	0,35
	6	1910	0,39
0,352	2	2346	0,27
	3	2007	0,34
	4	2156	0,39
	5	2185	0,43
	6	2269	0,43
0,521	2	2,977	0,30
	3	2475	0,37
	4	2403	0,41
	5	2608	0,44
	6	2673	0,46
0,725	2	3371	0,30
	3	2739	0,37
	4	2857	0,42
	5	3042	0,45
	6	3248	0,49
1,027	2	3713	0,27
	3	3400	0,36
	4	3476	0,41
	5	3686	0,47
1,41	2	4266	0,27
	3	4187	0,39
	4	4246	0,43
	5	4276	0,46

Saibro - solo residual
de gnaisse

$$MR = 3530(\sigma_3)^{0,42}$$

$$v_{r1} = -0,218 + 0,311x - 0,0599x^2 + 0,0042x^3$$

$$v_{r2} = -0,053 + 0,139x - 0,0124x^2 + 0,0001x^3$$

Sub-base - perfil 1

AMOSTRA A20

0,208	2	1542	0,31
	3	1420	0,35
	4	1571	0,40
	5	1296	0,42
	6	1351	0,44
0,352	2	1693	0,34
	3	1593	0,39
	4	1592	0,43
	5	1655	0,46
	6	1725	0,48
0,521	2	2064	0,33
	3	1936	0,42
	4	1984	0,43
	5	2132	0,48
	6	2238	0,52

$$MR = 3100(\sigma_3)^{0,42}$$

$$v_{r1} = 0,152 + 0,042x - 0,0089x^2 - 0,0013x^3$$

$$v_{r2} = 0,073 + 0,139x - 0,0124x^2 + 0,0001x^3$$

0,725	2	2621	0,33
	3	2259	0,40
	4	2503	0,47
	5	2714	0,50
	6	2845	0,54
1,027	2	2947	0,34
	3	3030	0,43
	4	3257	0,50
	5	3426	0,54
1,41	2	3840	0,37
	3	3814	0,43
	4	4034	0,47
	5	4096	0,53

Saibro - solo residual
de gnaisse

Perfil 1

AMOSTRA A21

0,208	2	1450	0,27
	3	1399	0,34
	4	1231	0,40
	5	1268	0,43
	6	1314	0,45
0,352	2	1603	0,31
	3	1411	0,35
	4	1467	0,40
	5	1553	0,44
	6	1706	0,48
0,521	2	1857	0,33
	3	1711	0,39
	4	1811	0,44
	5	1980	0,47
	6	2089	0,50
0,725	2	2119	0,38
	3	2072	0,39
	4	2290	0,44
	5	2448	0,49
	6	2599	0,53
1,027	2	2715	0,34
	3	2828	0,41
	4	3044	0,46
	5	3129	0,51
1,41	2	3348	0,35
	3	3658	0,39
	4	3357	0,45
	5	3537	0,50

Saibro - solo residual
de gnaisse

$$MR = 2989(\sigma_3)^{0,55}$$

$$v_{r1} = -0,147 + 0,330x + 0,0617x^2 + 0,0039x^3$$

$$v_{r2} = 0,266 + 0,006x + 0,0168x^2 - 0,0019x^3$$

Perfil 1

AMOSTRA A22

0,208	2	1812	0,17	
	3	1783	0,25	
	4	1488	0,28	
	5	1465	0,32	
	6	1413	0,36	
	0,352	2	2023	0,27
3		1624	0,30	
5		1670	0,35	
6		1666	0,40	
0,521		2	2108	0,25
		3	1802	0,33
	4	1864	0,39	
	5	2004	0,43	
	6	2012	0,46	
	0,725	2	2419	0,25
3		2145	0,35	
4		2213	0,39	
5		2284	0,43	
6		2329	0,49	
1,027		2	2929	0,31
	3	2585	0,36	
	4	2699	0,43	
	5	2803	0,48	
	1,41	2	3354	0,30
3		3215	0,38	
4		3253	0,42	
5		3200	0,49	

Saibro - solo residual
de gnaïsse

$$MR = 2690(\sigma_3)^{0,40}$$

$$v_{r1} = -0,240 + 0,304x - 0,061x^2 + 0,0045x^3$$

$$v_{r1} = 0,168 + 0,01x - 0,0223x^2 + 0,0027x^3$$

Reforço perfil 1

AMOSTRA A23

0,208	2	1049	0,33
	3	1012	0,38
	4	1002	0,41
	5	998	0,48
	6	1087	0,51
	0,352	2	1382
3		1193	0,42
4		1213	0,46
5		1365	0,50
6		1150	0,54
0,521		2	1585
	3	1510	0,43
	4	1675	0,47
	5	1798	0,51
	6	1897	0,58
	0,725	3	1915

$$MR = 2516(\sigma_3)^{0,58}$$

$$v_{r1} = +0,276 - 0,017x + 0,02557x^2 - 0,0027x^3$$

$$v_{r2} = 0,296 - 0,018x + 0,0267x^2 - 0,0027x^3$$

	4	2077	0,49	Saibro - solo residual de gnaisse
	5	2322	0,54	
	6	2309	0,56	
1,027	3	2470	0,44	
	4	2685	0,51	
	5	3008	0,56	
				Reforço perfil 1
1,41	2	2858	0,36	
	3	3079	0,45	
	4	3264	0,50	
	5	3131	0,55	

AMOSTRA A24

0,208	2	1054	0,37	Saibro - solo residual de gnaisse
	3	999	0,44	
	4	907	0,50	
	5	949	0,54	
	6	998	0,56	
0,352	2	1212	0,40	
	3	1156	0,46	
	4	1230	0,51	
	5	1313	0,54	
	6	1408	0,57	
0,521	2	1572	0,38	$MR = 2480(\sigma_3)^{0,60}$ $v_r = 0,217 + 0,075x +$ $+0,0033x^2 - 0,0010x^3$
	3	1481	0,43	
	4	1602	0,51	
	5	1692	0,55	
	6	1820	0,58	
0,725	2	1978	0,36	
	3	1871	0,44	
	4	2020	0,50	
	5	2161	0,54	
	6	2234	0,51	
1,027	2	2385	0,38	Reforço perfil 1
	3	2507	0,45	
	4	2583	0,53	
	5	2675	0,56	
1,41	2	2960	0,36	
	3	3483	0,45	
	4	3147	0,49	
	5	2963	0,56	

B.3.2 - Solos Argilosos

σ_3 (kgf/cm ²)	σ_d (kgf/cm ²)	MR (Kgf/cm ²)	v_r	Observações
AMOSTRA A13				
0,208	50,231	5264	0,13	$k_1 = 0,735$ $k_2 = 2495$ $k_3 = -5561$ $k_4 = -750$ $v_r = -0,013 + 2 \cdot 0,091x - 3 \cdot 0,0119x^2 + 0,0005x^3$
	0,374	4689	0,16	
	0,517	3166	0,18	
	0,690	2876	0,20	
	1,055	2272	0,21	
	1,414	1846	0,23	
	2,12	1442	0,27	
AMOSTRA A14				
0,208	0,231	3690	0,13	$k_1 = 0,63$ $k_2 = 2040$ $k_3 = -5014$ $k_4 = -610$ $v_r = -0,104 + 2 \cdot 0,026x - 3 \cdot 0,0006x^2$
	0,374	2706	0,17	
	0,517	2046	0,20	
	0,697	1894	0,27	
	1,055	1245	0,28	
	1,414	1023	0,32	
	2,120	907	0,36	
AMOSTRA A15				
0,208	0,231	3203	0,15	$k_1 = 0,56$ $k_2 = 1600$ $k_3 = 5000$ $k_4 = -560$ $v_r = -0,047 + 2 \cdot 0,128x - 3 \cdot 0,0163x^2 + 0,0008x^3$
	0,374	2567	0,21	
	0,517	1773	0,24	
	0,697	1517	0,27	
	1,055	1327	0,28	
	1,414	1046	0,33	
	2,12	735	0,42	
AMOSTRA A16				
0,208	0,231	24875	0,19	$k_1 = 0,81$ $k_2 = 8600$ $k_3 = -25921$ $k_4 = -3041$ $v_r = -0,090 + 2 \cdot 0,176x - 3 \cdot 0,0268x^2 + 0,0013x^3$
	0,374	19106	0,21	
	0,517	15909	0,26	
	0,697	12509	0,27	
	1,055	7329	0,27	
	1,414	5220	0,27	
	2,12	3991	0,31	

AMOSTRA A17

0,208	0,231	12251	0,14	$k_1 = 0,63$
	0,374	8851	0,16	$k_2 = 6300$
	0,517	7001	0,18	$k_3 = -12495$
	0,697	6270	0,17	$k_4 = -2335$
	1,055	5468	0,18	$v_r = 0,083 + 0,039x - 3$ $-0,005x^2 + 0,0002x^3$
	1,414	4002	0,20	
	2,120	3027	0,23	

AMOSTRA A18

0,208	0,231	8280	0,14	$k_1 = 0,56$
	0,374	7107	0,17	$k_2 = 4530$
	0,517	5219	0,19	$k_3 = -10702$
	0,690	5004	0,22	$k_4 = -1813$
	1,055	3705	0,27	$v_r = -0,164 + 185x - 3$ $-0,024x^2 + 0,001x^3$
	1,414	3045	0,31	
	2,120	2283	0,37	

AMOSTRA A25

0,208	0,231	9958	0,18	$k_1 = 0,65$
	0,374	7862	0,23	$k_2 = 6000$
	0,517	6985	0,27	$k_3 = -8533$
	0,690	5894	0,30	$k_4 = -1816$
	1,055	5351	0,32	$v_r = -0,342 + 0,188x - 3$ $-0,0178x^2 + 0,0008x^3$
	1,414	4476	0,35	

AMOSTRA A27

0,208	0,231	4120	0,27	$k_1 = 0,60$
	0,374	3405	0,30	$k_2 = 2190$
	0,517	2750	0,31	$k_3 = -4762$
	0,690	2100	0,31	$k_4 = -1241$
	1,055	1640	0,31	$v_r = 0,259 + 0,001x - 3$ $-0,0032x^2 + 0,0002x^3$
	1,414	1250	0,33	

AMOSTRA A26

0,208	0,231	7450	0,27	$k_1 = 0,63$
	0,374	5505	0,29	$k_2 = 3320$
	0,517	4750	0,30	$k_3 = -6603$
	0,690	4320	0,31	$k_4 = -1597$
	1,055	3680	0,31	$v_r = 0,229 + 0,029x - 3$ $-0,0026x^2 + 0,0001x^3$
	1,414	3095	0,33	
	2,120	2000	0,35	

B.3.3 - Amostras de Concreto Asfáltico

Perfil 1

		AMOSTRAS		
		1	2	3
Carga aplicada (kgf)				
Módulo Resiliente (kgf/cm ²)	67	29200	43450	41500
	83	26300	36720	38900
	99	22200	34120	35200
	123	20800	31730	31000
	163	17900	29020	28000
	203	15100	26850	26800
Média		21918	33648	33566

Perfil 2

		AMOSTRAS			
		1	2	3	4
Carga aplicada (kgf)					
Módulo Resiliente (kgf/cm ²)	83	86450	41700	97600	49770
	99	74900	39100	82300	46362
	123	63620	34000	78300	44300
	163	54200	30075	62500	40163
	203	41700	25200	48000	36549
	243	38200			32497
	283				30805
	322				25624
Média		59845	34015	58080	38258

Tabela B.1 - Tensão Vertical (kgf/cm^2) e Coeficiente de Poisson para cada Elemento da Malha - Perfil 1.

EL	R	Z	VERTICAL	POISSON	EL	R	Z	VERTICAL	POISSON
1	1.61	0.75	5.628	0.28	54	5.40	7.00	2.347	0.49
2	5.40	0.75	5.721	0.28	55	9.00	7.00	1.507	0.49
3	9.00	0.75	4.129	0.28	56	12.90	7.00	1.047	0.49
4	12.90	0.75	0.967	0.28	57	17.50	7.00	0.640	0.49
5	17.50	0.75	-0.114	0.28	58	22.50	7.00	0.407	0.49
6	22.50	0.75	-0.103	0.28	59	29.25	7.00	0.147	0.47
7	29.25	0.75	0.020	0.28	60	38.25	7.00	0.048	0.42
8	38.25	0.75	0.019	0.28	61	47.50	7.00	0.021	0.45
9	47.50	0.75	-0.064	0.28	62	64.35	7.00	0.011	0.43
10	64.35	0.75	0.021	0.28	63	88.85	7.00	0.014	0.34
11	88.85	0.75	-0.000	0.28	64	115.50	7.00	0.013	0.32
12	115.50	0.75	0.003	0.28	65	150.00	7.00	0.014	0.31
13	150.00	0.75	0.001	0.28	66	1.81	10.00	2.508	0.49
14	1.81	2.25	5.150	0.28	67	5.40	10.00	1.929	0.49
15	5.40	2.25	4.915	0.28	68	9.00	10.00	1.471	0.49
16	9.80	2.25	3.437	0.28	69	12.90	10.00	0.979	0.49
17	12.90	2.25	1.151	0.28	70	17.50	10.00	0.650	0.49
18	17.50	2.25	0.115	0.28	71	22.50	10.00	0.392	0.49
19	22.50	2.25	0.042	0.28	72	29.25	10.00	0.206	0.49
20	29.25	2.25	0.045	0.28	73	38.25	10.00	0.073	0.48
21	28.35	2.25	0.021	0.28	74	47.50	10.00	0.029	0.44
22	47.50	2.25	-0.019	0.28	75	64.35	10.00	0.019	0.39
23	64.35	2.25	0.010	0.28	76	88.85	10.00	0.019	0.33
24	88.85	2.25	0.004	0.28	77	115.50	10.00	0.019	0.32
25	115.50	2.25	0.005	0.28	78	150.00	10.00	0.020	0.30
26	150.00	2.25	0.004	0.28	79	1.81	15.00	1.813	0.49
27	1.81	4.00	4.136	0.28	80	5.40	15.00	1.492	0.49
28	5.40	4.00	3.720	0.28	81	9.60	15.00	1.254	0.49
29	9.00	4.00	2.628	0.28	82	12.90	15.00	0.922	0.49
30	12.90	4.00	1.234	0.28	83	17.50	15.00	0.633	0.49
31	17.50	4.00	0.449	0.28	84	22.50	15.00	0.436	0.49
32	22.50	4.00	0.250	0.28	85	29.25	15.00	0.237	0.49
33	29.25	4.00	0.090	0.28	86	38.25	15.00	0.113	0.49
34	38.25	4.00	0.024	0.28	87	47.50	15.00	0.054	0.47
35	47.50	4.00	0.031	0.28	88	64.35	15.00	0.032	0.37
36	64.35	4.00	-0.000	0.28	89	88.85	15.00	0.029	0.33
37	88.85	4.00	0.009	0.28	90	115.50	15.00	0.030	0.31
38	115.50	4.00	0.007	0.28	91	150.00	15.00	0.031	0.30
39	150.00	4.00	0.008	0.28	92	1.81	20.00	0.278	0.49
40	1.81	5.50	3.418	0.28	93	5.40	20.00	1.209	0.49
41	5.40	5.50	2.888	0.28	94	9.00	20.00	1.056	0.49
42	9.00	5.50	2.028	0.28	95	12.90	20.00	0.843	0.49
43	12.90	5.50	1.309	0.28	96	17.50	20.00	0.611	0.49
44	17.50	5.50	0.691	0.28	97	22.50	20.00	0.447	0.49
45	22.50	5.50	0.430	0.28	98	29.25	20.00	0.271	0.49
46	29.25	5.50	0.118	0.28	99	38.25	20.00	0.150	0.49
47	38.25	5.50	0.028	0.28	100	47.50	20.00	0.083	0.48
48	47.50	5.50	0.076	0.28	101	64.35	20.00	0.046	0.38
49	64.35	5.50	-0.010	0.28	102	88.85	20.00	0.040	0.33
50	88.85	5.50	0.013	0.28	103	115.50	20.00	0.040	0.31
51	115.50	5.50	0.009	0.28	104	150.00	20.00	0.041	0.30
52	150.00	5.50	0.011	0.28	105	1.81	24.50	1.094	0.49
53	1.81	7.00	2.563	0.49	106	5.40	24.50	0.991	0.49

Continuação da Tabela B.1

EL	R	Z	VERTICAL	POISSON	EL	R	Z	VERTICAL	POISSON
107	9.00	24.50	0.937	0.49	158	5.40	54.00	0.504	0.49
108	12.90	24.50	0.745	0.49	159	9.00	54.00	0.492	0.49
109	17.50	24.50	0.590	0.49	160	12.90	54.00	0.467	0.49
110	22.50	24.50	0.435	0.49	161	17.50	54.00	0.435	0.49
111	29.25	24.50	0.288	0.49	162	22.50	54.00	0.392	0.47
112	33.25	24.50	0.174	0.49	163	29.25	54.00	0.330	0.44
113	47.50	24.50	0.107	0.48	164	38.25	54.00	0.259	0.39
114	64.35	24.50	0.061	0.38	165	47.50	54.00	0.202	0.35
115	88.65	24.50	0.050	0.36	166	64.35	54.00	0.153	0.32
116	115.50	24.50	0.050	0.31	167	88.85	54.00	0.122	0.30
117	150.00	24.50	0.051	0.30	168	115.50	54.00	0.114	0.29
118	1.81	30.00	0.840	0.49	169	150.00	54.00	0.112	0.29
119	5.40	30.00	0.852	0.49	170	1.81	64.50	0.446	0.38
120	9.00	30.00	0.780	0.49	171	5.40	64.50	0.439	0.38
121	12.90	30.00	0.683	0.49	172	9.00	64.50	0.431	0.38
122	17.50	30.00	0.535	0.49	173	12.90	64.50	0.418	0.37
123	22.50	30.00	0.452	0.49	174	17.50	64.50	0.395	0.37
124	29.25	30.00	0.283	0.49	175	22.50	64.50	0.466	0.37
125	38.25	30.00	0.201	0.49	176	29.25	64.50	0.323	0.36
126	47.50	30.00	0.132	0.49	177	38.25	64.50	0.269	0.35
127	64.64	30.00	0.080	0.45	178	47.50	64.50	0.224	0.34
128	88.85	30.00	0.061	0.24	179	64.35	64.50	0.179	0.32
129	115.50	30.00	0.062	0.18	180	88.85	64.50	0.147	0.30
130	150.00	30.00	0.062	0.16	181	115.50	64.50	0.137	0.29
131	1.31	36.50	0.689	0.49	182	150.00	64.50	0.135	0.29
132	5.40	36.50	0.690	0.49	183	1.81	77.50	0.380	0.31
133	9.00	36.50	0.668	0.49	184	5.50	77.50	0.375	0.31
134	12.90	36.50	0.584	0.49	185	9.00	77.50	0.370	0.31
135	17.50	36.50	0.505	0.49	186	12.90	77.50	0.363	0.31
136	22.50	36.50	0.421	0.49	187	17.50	77.50	0.351	0.31
137	29.25	36.50	0.303	0.49	188	22.50	77.50	0.335	0.31
138	38.25	36.50	0.217	0.49	189	29.25	77.50	0.309	0.31
139	47.50	36.50	0.156	0.49	190	38.25	77.50	0.275	0.31
140	64.35	36.50	0.111	0.43	191	47.50	77.50	0.242	0.31
141	88.85	36.50	0.077	0.24	192	64.35	77.50	0.207	0.31
142	115.50	36.50	0.076	0.18	193	88.85	77.50	0.117	0.31
143	150.00	36.50	0.076	0.15	194	115.50	77.50	0.184	0.31
144	1.81	44.50	0.546	0.49	195	150.00	77.50	0.160	0.31
145	5.40	44.50	0.575	0.49	196	1.81	95.00	0.332	0.31
146	9.00	44.50	0.556	0.49	197	5.40	95.00	0.331	0.31
147	12.90	44.50	0.517	0.49	198	9.80	95.00	0.329	0.31
148	17.50	44.50	0.452	0.49	199	12.90	95.00	0.325	0.31
149	22.50	44.50	0.412	0.49	200	17.50	95.00	0.319	0.31
150	29.25	44.50	0.310	0.40	201	22.50	95.00	0.312	0.31
151	38.25	44.50	0.235	0.49	202	29.25	95.00	0.299	0.31
152	47.50	44.50	0.184	0.49	203	38.25	95.00	0.281	0.31
153	64.35	44.50	0.126	0.40	204	47.50	95.00	0.263	0.31
154	88.85	44.50	0.098	0.24	205	64.35	95.00	0.237	0.31
155	115.50	44.50	0.093	0.18	206	88.85	95.00	0.212	0.31
156	150.00	44.50	0.093	0.15	207	115.50	95.00	0.199	0.31
157	1.81	54.00	0.498	0.49	208	150.00	95.00	0.194	0.31

Tabela B.2 - Tensão Vertical (kgf/cm^2) e Coeficiente de Poisson para cada Elemento da Malha - Perfil 2.

EL	R	Z	VERTICAL	POISSON	EL	R	Z	VERTICAL	POISSON
1	1.81	1.00	5.380	0.28	54	5.40	8.00	1.395	0.49
2	5.40	1.00	5.441	0.28	55	9.00	8.00	1.089	0.49
3	9.00	1.00	3.943	0.28	56	12.90	8.00	0.798	0.49
4	12.90	1.00	0.967	0.28	57	17.50	8.00	0.552	0.49
5	17.50	1.00	-0.088	0.28	58	22.50	8.00	0.400	0.49
6	22.50	1.00	-0.118	0.28	59	29.25	8.00	0.216	0.45
7	29.25	1.00	0.033	0.28	60	38.25	8.00	0.104	0.42
8	38.25	1.00	0.043	0.28	61	47.50	8.00	0.073	0.39
9	47.50	1.00	-0.204	0.28	62	64.35	8.00	0.032	0.34
10	64.35	1.00	0.080	0.28	63	88.85	8.00	0.022	0.32
11	88.85	1.00	-0.009	0.28	64	115.50	8.00	0.017	0.31
12	115.00	1.00	0.005	0.28	65	150.00	8.00	0.016	0.31
13	150.00	1.00	0.003	0.28	66	1.81	12.50	0.271	0.49
14	1.81	2.75	4.097	0.28	67	5.40	12.50	0.229	0.49
15	5.40	2.75	4.061	0.28	68	9.00	12.50	0.266	0.49
16	9.00	2.75	2.883	0.28	69	12.90	12.50	0.266	0.49
17	12.90	2.75	1.053	0.28	70	17.50	12.50	0.287	0.49
18	17.50	2.75	0.189	0.28	71	22.50	12.50	0.383	0.49
19	22.50	2.75	0.126	0.28	72	29.25	12.50	0.250	0.49
20	29.25	2.75	0.089	0.28	73	38.25	12.50	0.130	0.46
21	38.25	2.75	0.044	0.28	74	47.50	12.50	0.075	0.42
22	47.50	2.75	-0.007	0.28	75	64.35	12.50	0.043	0.36
23	64.35	2.75	0.020	0.28	76	88.75	12.50	0.029	0.32
24	88.85	2.75	0.006	0.28	77	115.50	12.50	0.024	0.31
25	115.50	2.75	0.005	0.28	78	150.00	12.50	0.024	0.30
26	150.00	2.75	0.005	0.28	79	1.81	20.00	0.836	0.49
27	1.81	4.00	2.870	0.28	80	5.40	20.00	0.808	0.49
28	5.40	4.00	2.834	0.28	81	9.00	20.00	0.743	0.49
29	9.00	4.00	2.102	0.28	82	12.90	20.00	0.634	0.49
30	12.90	4.00	1.014	0.28	83	17.50	20.00	0.496	0.49
31	17.50	4.00	0.449	0.28	84	22.50	20.00	0.407	0.49
32	22.50	4.00	0.327	0.28	85	29.25	20.00	0.264	0.49
33	29.25	4.00	0.142	0.28	86	38.25	20.00	0.172	0.49
34	38.25	4.00	0.049	0.28	87	47.50	20.00	0.108	0.44
35	47.50	4.00	0.128	0.28	88	64.35	20.00	0.065	0.37
36	64.35	4.00	-0.006	0.28	89	88.85	20.00	0.048	0.33
37	88.85	4.00	0.015	0.28	90	115.50	20.00	0.041	0.31
38	115.50	4.00	0.005	0.28	91	150.00	20.00	0.040	0.30
39	150.00	4.00	0.006	0.28	92	1.81	27.50	0.601	0.49
40	1.81	5.25	2.035	0.28	93	5.40	27.50	0.618	0.49
41	5.40	5.25	1.997	0.28	94	9.00	27.50	0.603	0.49
42	9.00	5.25	1.467	0.28	95	12.90	27.50	0.539	0.49
43	12.90	5.25	0.985	0.28	96	17.50	27.50	0.462	0.49
44	17.50	5.25	0.609	0.28	97	22.50	27.50	0.382	0.49
45	22.50	5.25	0.522	0.28	98	29.25	27.50	0.283	0.49
46	29.25	5.25	0.173	0.28	99	38.25	27.50	0.201	0.49
47	38.25	5.25	0.050	0.28	100	47.50	27.50	0.143	0.45
48	47.50	5.25	0.271	0.28	101	64.35	27.50	0.089	0.38
49	64.53	5.25	-0.036	0.28	102	88.85	27.50	0.063	0.33
50	88.85	5.25	0.027	0.28	103	115.50	27.50	0.058	0.31
51	115.50	5.25	0.005	0.28	104	150.00	27.50	0.056	0.30
52	150.00	5.25	0.007	0.28	105	1.81	33.00	0.581	0.41
53	1.81	8.00	1.492	0.49	106	5.40	33.00	0.571	0.40

Continuação da Tabela B.2

EL	R	Z	VERTICAL	POISSON	EL	R	Z	VERTICAL	POISSON
107	9.00	33.00	0.547	0.40	152	47.50	55.00	0.206	0.20
108	12.90	33.00	0.507	0.40	153	64.35	55.00	0.165	0.14
109	17.50	33.00	0.449	0.39	154	88.85	55.00	0.132	0.08
110	22.50	33.00	0.385	0.39	155	115.50	55.00	0.120	0.05
111	29.25	33.00	0.304	0.38	156	150.00	55.00	0.115	0.04
112	38.25	33.00	0.217	0.35	157	1.81	66.50	0.356	0.25
113	47.50	33.00	0.154	0.31	158	5.40	66.50	0.352	0.25
114	64.35	3.00	0.105	0.20	159	9.00	66.50	0.347	0.25
115	88.05	33.00	0.078	0.10	160	12.90	66.50	0.339	0.25
116	115.50	33.00	0.705	0.06	161	17.50	66.50	0.327	0.24
117	151.00	33.00	0.068	0.04	162	22.50	66.50	0.312	0.24
118	1.81	39.00	0.506	0.39	163	29.25	66.50	0.288	0.23
119	5.40	39.00	0.498	0.39	164	38.25	66.50	0.256	0.21
120	9.00	39.00	0.481	0.39	165	47.50	66.50	0.226	0.19
121	12.90	39.00	0.454	0.39	166	64.35	66.50	0.191	0.17
122	17.50	39.00	0.413	0.38	167	88.85	66.50	0.159	0.13
123	22.50	39.00	0.365	0.38	168	115.50	66.50	0.145	0.11
124	29.25	39.00	0.301	0.36	169	150.00	66.50	0.140	0.10
125	38.25	39.00	0.227	0.33	170	1.81	86.50	0.318	0.29
126	47.50	39.00	0.170	0.28	171	5.40	86.50	0.317	0.29
127	64.35	39.00	0.123	0.19	172	9.00	86.50	0.314	0.29
128	88.85	39.00	0.093	0.10	173	12.90	86.50	0.311	0.29
129	115.50	39.00	0.083	0.06	174	17.50	86.50	0.305	0.29
130	150.00	39.00	0.081	0.04	175	22.50	86.50	0.298	0.29
131	1.81	46.00	0.099	0.37	176	29.25	86.50	0.286	0.29
132	5.40	46.00	0.101	0.37	177	38.25	86.50	0.269	0.29
133	9.00	46.00	0.104	0.37	178	47.50	86.50	0.251	0.29
134	12.90	46.00	0.109	0.36	179	64.35	86.50	0.226	0.29
135	17.50	46.00	0.115	0.36	180	88.85	86.50	0.200	0.29
136	22.50	46.00	0.122	0.35	181	115.50	86.50	0.186	0.29
137	29.25	46.00	0.129	0.33	182	150.00	86.50	0.180	0.29
138	38.25	46.00	0.134	0.29	183	1.81	117.60	0.312	0.29
139	47.50	46.00	0.135	0.24	184	5.40	117.50	0.312	0.29
140	64.35	46.00	0.126	0.17	185	9.00	117.50	0.311	0.29
141	88.85	46.00	0.110	0.09	186	12.90	117.50	0.310	0.29
142	115.50	46.00	0.099	0.06	187	17.50	117.50	0.308	0.29
143	150.00	46.00	0.096	0.04	188	22.50	117.50	0.305	0.29
144	1.81	55.00	0.385	0.32	189	29.25	117.50	0.301	0.29
145	5.40	55.00	0.390	0.32	190	38.25	117.50	0.294	0.29
146	9.00	55.00	0.382	0.32	191	47.50	117.50	0.287	0.29
147	12.90	55.00	0.369	0.31	192	64.35	117.50	0.273	0.29
148	17.50	55.00	0.350	0.30	193	88.85	117.50	0.258	0.29
149	22.50	55.00	0.326	0.29	194	115.50	117.50	0.245	0.29
150	29.25	55.00	0.291	0.27	195	150.00	117.50	0.239	0.29
151	38.25	55.00	0.246	0.24					

APÊNDICE C

INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON NO CÁLCULO DA DEFLEXÃO MÁXIMA

Na análise da deformabilidade de pavimentos, os valores atribuídos ao coeficiente de Poisson para os materiais que compõem as camadas, variam de autor para autor.

São apresentadas abaixo quatro tabelas de coeficiente de Poisson utilizados por quatro autores em suas análises de deformabilidade.

Tabela C.1 - Valores para o Coeficiente de Poisson Apresentados por Hicks |1970| (não menciona como foram obtidos).

Material	Coeficiente de Poisson
CBUQ	0,25 a 0,40
Material granular	0,25 a 0,45
Material argiloso	0,35 a 0,45

A variação do coeficiente de Poisson na camada de concreto asfáltico, não causa, praticamente, alteração na deflexão máxima calculada. Também no subleito esta variação produz pequena influência. Entretanto, na camada de material granular (base, sub-base, reforço) a variação do coeficiente de Poisson pode resultar em uma influência significativa na deflexão máxima calculada.

Para avaliar a influência do coeficiente de Poisson na deflexão máxima calculada, utilizou-se um perfil hipotético mostrado na figura C.1.

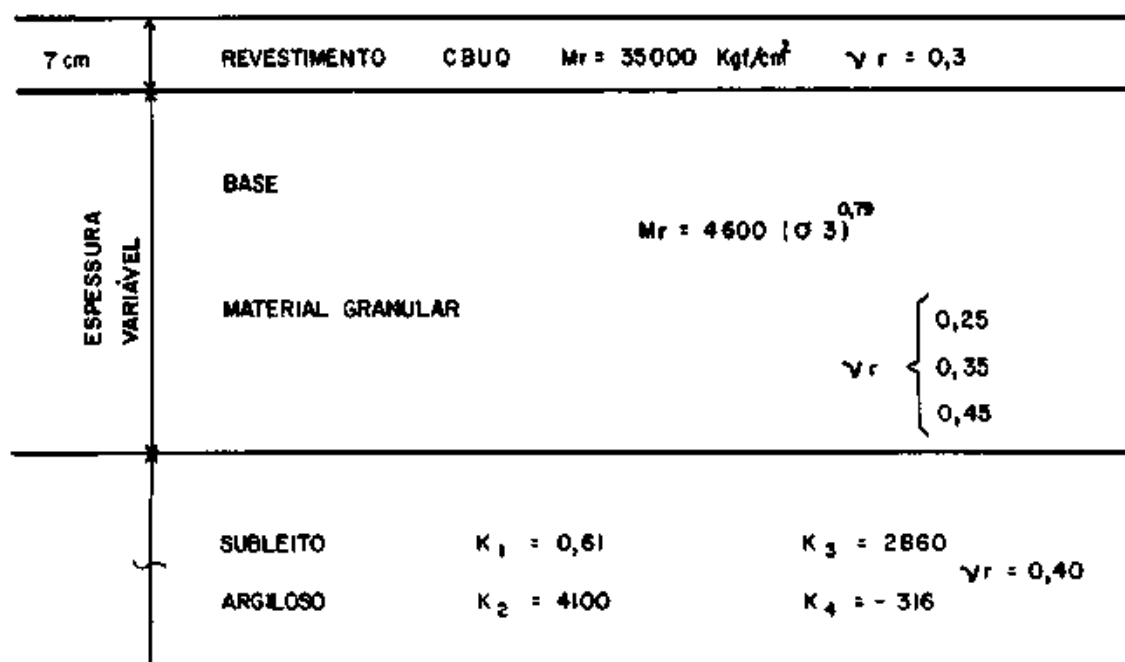


Figura C.1 - Perfil Hipotético.

Foram analisados 5 casos como mostra o quadro B.1.

Tabela C.2 - Valores para o Coeficiente de Poisson Recomendados por Allen [1973] (com base nos ensaios Triaxiais Dinâmicos com Tensão Confinante Variável)

Material	Coeficiente de Poisson
Granular para pavimentos em geral	0,35 - 0,40

Tabela C.3 - Valores do Coeficiente de Poisson utilizados por C.A.V. Queiroz [1981] (não menciona o tipo de ensaio em que foram obtidos)

Material	Coeficiente de Poisson
CBUQ	0,30
Tratamento superficial	0,30
Material granular base	0,40
Material granular sub-base	0,40
Subleito	0,45

Tabela C.4 - Valores do Coeficiente Poisson adotados na COPPE - Preussler [1983] (obtidos a partir da literatura).

Material	Coeficiente de Poisson
CBUQ	0,25 a 0,30
Pré-misturado	0,3
Material granular base	0,35 - 0,40
Subleito	0,40 a 0,45

Quadro B.1 - Influência do Coeficiente de Poisson (casos analisados).

Caso	Espessura da camada granular	Coeficiente de Poisson
1	35cm	0,25
2	35cm	0,35
3	35cm	0,45
4	50cm	0,35
5	20cm	0,35

A figura C.2b mostra que a variação da deflexão máxima com os dois valores extremos do coeficiente de Poisson (0,25 e 0,45) é de 20×10^{-2} mm. Na figura C.2a vê-se que ao diminuir-se a espessura da base de 50 para 20cm ($\Delta h = -30$ cm) a redução na deflexão é de 20×10^{-2} mm, ou seja, o mesmo valor que se obteve com a variação de v_r . Admitindo-se que o intervalo de variação de v_r seja de 0,3 a 0,4, para materiais granulares, isto representa uma variação na deflexão máxima de 10×10^{-2} mm que é aproximadamente o valor da repetibilidade das medidas com viga Benkelman. Embora esta diferença seja pequena, ela representa no perfil analisado, aproximadamente uma variação (para menos) de 15cm na espessura da camada granular, o que vem a ser um valor considerável.

Assim, nestas análises, fica patente a necessidade de se conhecer o valor mais representativo possível do coeficiente de Poisson do material com que se está trabalhando, principalmente no caso de análise de dimensionamento de pavimentos novos. E isto só é possível através da medição deste parâmetro.

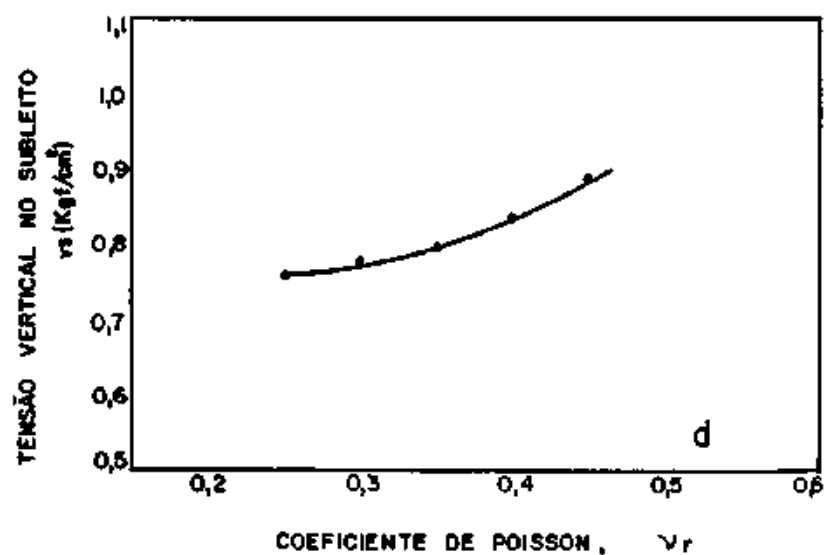
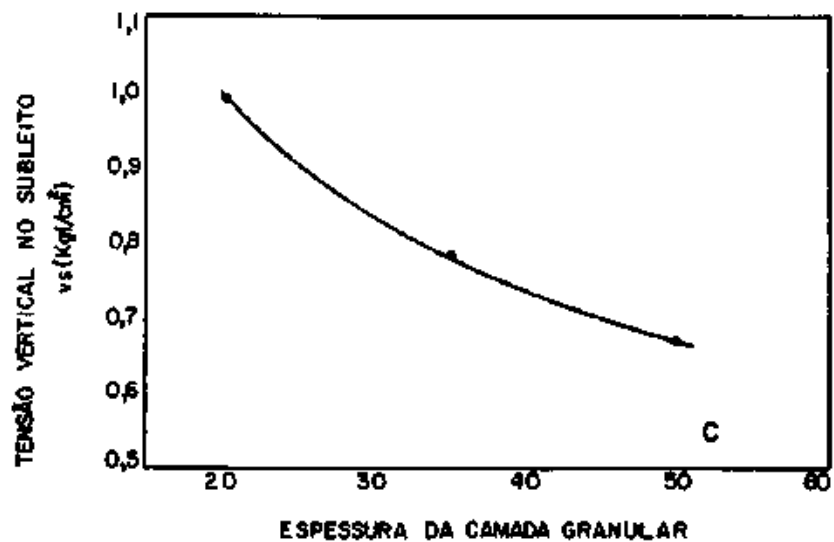
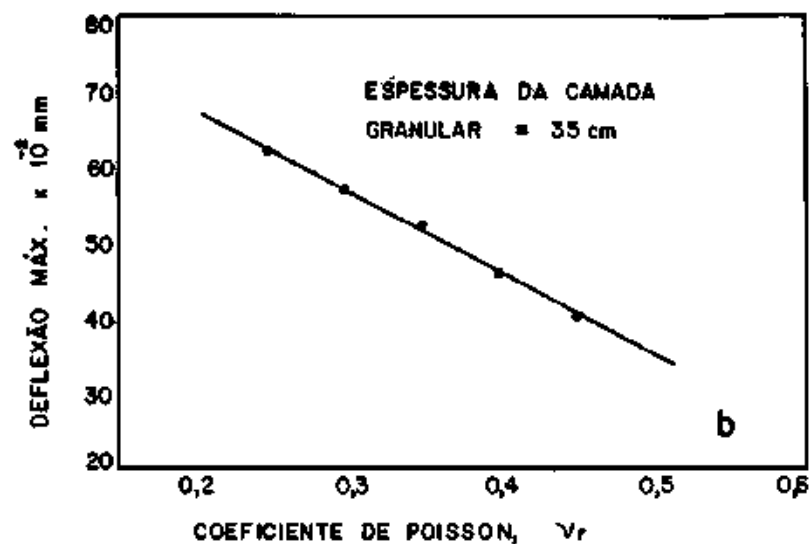
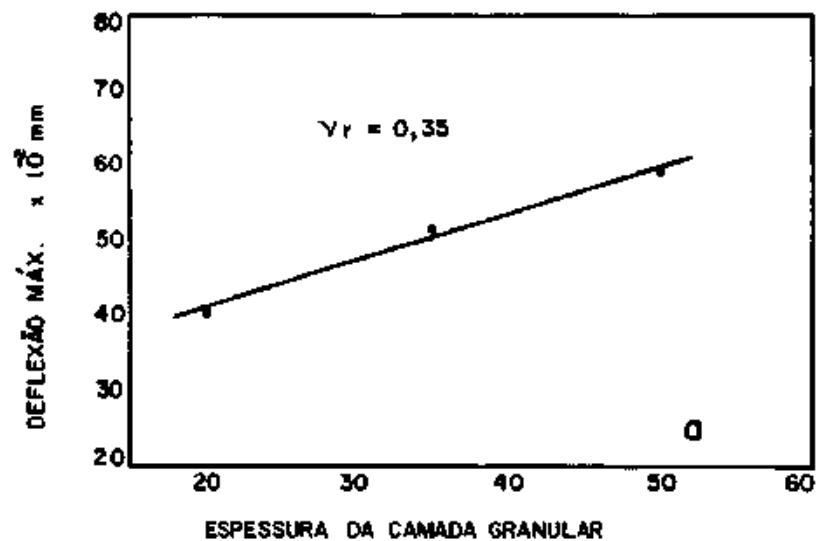


FIGURA C.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON NO CÁLCULO DA DEFLEXÃO MÁXIMA E DA TENSÃO VERTICAL NO SUBLEITO (SOB O CARREGAMENTO)

APÊNDICE D

MUDANÇAS EFETUADAS NO PROGRAMA FEPAVE 2

Para a introdução da consideração do coeficiente de Poisson variável com o estado de tensões no programa FEPAVE 2, foi necessário que se entendesse, primeiramente, o seu fluxograma. Detalhes do fluxograma e da resolução numérica podem ser encontrados na referência bibliográfica [29].

Uma vez entendido o fluxograma, procedeu-se às modificações necessárias. Elas são relacionadas abaixo:

```

2400 C*****
2500 C   LEITURA E IMPRESSÃO DOS DADOS DE CONTROLE E
2510 C   PROPRIEDADES DOS MATERIAIS
2600 C*****

```

Em cada cartão com dados das características elásticas de cada material, são lidos 11 dados ao invés de 8.

```

3700 56 DO 59 M = 1, NUMMAT
3800   READ(5,1001) MTYPE,NUMTC,THICK(MTYPE),RO(MTYPE),KO(MTYPE),CLASS(
3900   *MTYPE), MAXSTR(MTYPE)
4000   PRINT 2002,MTYPE,THICK(MTYPE),RO(MTYPE),KO(MTYPE),CLASS(MTYPE)
4100   READ(5,1105) ((E(I,J, MTYPE), J=1,11), I=1, NUMTC)
4200   PRINT 2004,((E(I,J, MTYPE), J=1,11), I=1, NUMTC)
4300   DO 58 I = NUMTC,11
4400   DO 58 J = 1,11
4500   E(I, J, MTYPE)=E(NUMTC,J, MTYPE)
4520 58 CONTINUE
4600 59 CONTINUE
4700   PRINT 2008
20550 1105 FORMAT (F 5.0, F 10. 0, F5. 0, 4F8.0, 4F7.0)

```

Os códigos dos materiais comumente utilizados são impressos através do format 2008. O material granular com coeficiente de Poisson variável recebeu o código 8.

22500 2008 FORMAT (1H/6H NOTAS/105H CÓDIGO MATERIAL BETUMINOSO 0. GRANULA
1R I 1. GRANULAR II 4. GRANULAR III 8 COESIVO 2. LINEAR 3.)

A intervenção mais importante feita no programa está na subrotina QUAD. Nesta subrotina é que são introduzidas as relações tensão-deformação para os diferentes materiais.

```

24000          SUBROUTINE QUAD(N,VOL)
24100          C*****
26100          C*****
26200          C          INTRODUÇÃO DAS RELAÇÕES TENSÃO DEFORMAÇÃO
26300          C*****
26400          IF(CLASS(MTYPE).EQ.0.)GO TO 50
26500          IF(CLASS(MTYPE).EQ.1.)GO TO 100
26600          IF(CLASS(MTYPE).EQ.2.)GO TO 200
26700          IF(CLASS(MTYPE).EQ.3.)GO TO 210
26710          IF(CLASS(MTYPE).EQ.4.)GO TO 220
26800          IF(CLASS(MTYPE).EQ.5.)GO TO 230
26900          IF(CLASS(MTYPE).EQ.8.)GO TO 150

```

Assim quando se entrar com a equação que expressa o coeficiente de Poisson com o nível de tensão aplicado, o material deve receber código 8.

```

29201          C*****
29210          C          MATERIAL GRANULAR III
29211          C*****
29230          150          IF(SIG3(N).LE.0.01)SIG3(N)=0.01
29240          EE(1)=E(1,4,MTYPE) (SIG3(N)**E(1,5,MTYPE))
29250          PSRATI= E(1,8,MTYPE) + E(1,9,MTYPE)*SIGV(N)/SIG3(N) +
29260          1 E(1,10,MTYPE)*((SIGV(N)/SIG3(N)**2) +
29265          2 E(1,11,MTYPE)*((SIGV(N)/SIG3(N)**3)
29270          EE(2) = PSRATI
29271          IF(EE(2).GT.0.490) EE(2) = 0.490
29280          GO TO 300

```

Nesta formulação tem-se

EE(1) - Módulo Resiliente

EE(2) - Coeficiente de Poisson

SIG 3(N) - tensão principal menor no elemento N

SIG V(N) - tensão principal maior no elemento N

E(1,i,MTYPE) - refere-se aos coeficientes das leis constitutivas: k_i e b_i .

Maiores informações do uso sobre o uso e funcionamento do programa FEPAVE 2 podem ser encontradas nas referências bibliográficas [28,29] entre outras.

APÊNDICE E

DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO

Neste Apêndice é feito o dimensionamento do reforço dos dois perfis utilizando os estudos de resiliência. Empregou-se dois procedimentos: o primeiro, aquele proposto por Preussler [11] para o dimensionamento de reforço; o segundo, por tentativa, utilizando o programa FEPAVE 2.

E.1 - Dimensionamento Segundo Procedimento Proposto Por Preussler

E.1.1 - Perfil 2

Para o dimensionamento do reforço por este procedimento segue-se os seguintes passos:

a) Conhecimento do número N de projeto

$$N \text{ de projeto} = 1,8 \times 10^7$$

b) Conhecimento da deflexão característica de projeto do subtrecho (D_p)

$$\text{No perfil 2 este valor é } 96 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

c) Determinação das espessuras das camadas do pavimento do subtrecho a ser restaurado no perfil 2

$$1^{\text{a}} \text{ camada - revestimento existente} = 7,0 \text{ cm}$$

2^a camada - granular (base + sub-base + reforço) = 67,0cm

d) Definir o tipo da 3^a camada (subleito)

No perfil 2 o solo de subleito é do tipo II.

e) Determinar a deflexão prevista na curva escolhida nos itens c e d (figura E.1)

Entra-se com espessura do revestimento existente: (7,0cm)

Deflexão prevista $D = 110 \times 10^{-2} \text{mm}$

f) Determinação da espessura efetiva do revestimento hef (figura E.1)

Compara-se D_p com D . No perfil 2 $F_c-2 + F_c-3 < 80\%$. Então $hef = 7,0\text{cm}$ (espessura existente)

g) Escolher a curva de projeto correspondente a hef da estrutura de referência.

A escolha é feita segundo a espessura da camada granular e o tipo de solo de subleito. Figura E.2

h) Espessura da camada de reforço

1. para uma espessura da camada de reforço de 10cm, e com a curva de projeto definida no item g (figura E.2), determinar a deflexão prevista na superfície do reforço (D_{10}). Com o número N de projeto determinar na figura E.3, curva D, a deflexão máxima admissível (D_{\max}).

$$D_{10} = 58 \times 10^{-2} \text{mm}$$

$$D_{\max} = 63 \times 10^{-2} \text{mm}$$

2. Comparar D_{10} com D_{\max}

Como $D_{10} < D_{\max}$ determina-se na curva de projeto (figura E.2) a espessura de reforço (hr) correspondente ao valor D_{\max} .

Espessura do reforço 7,8cm = 8,0cm.

E.1.2 - Perfil 1 (mesma sequência de passos)

- a) Número de projeto $N = 1,8 \times 10^7$
 b) $D_p = 105 \times 10^{-2} \text{ mm}$
 c) 1^a camada 6,0cm
 2^a camada 64,0cm
 d) Subleito tipo II
 e) Deflexão prevista $D = 125 \times 10^{-2} \text{ mm}$
 f) $D_p > D$

No perfil 1 $F_{c-2} + F_{c-3} \geq 80\%$

$h_{ef} = 0$ (zero)

g) Figura E.2

- h) 1 - $D_{10} = 113 \times 10^{-2} \text{ mm}$
 $D_{\max} = 63 \times 10^{-2} \text{ mm}$

2 - Como $D_{10} > D_{\max}$, determina-se na curva de projeto (figura E.2) a deflexão prevista na superfície do reforço para uma espessura de reforço de 20cm (D_{20})

Com o número N de projeto determinar na figura E.2, curva B, a deflexão máxima admissível (D_{\max})

$$D_{20} = 54 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$D_{\max} = 37 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

Como $D_{20} > D_{\max}$ prolonga-se as linhas da curva de projeto e com D_{\max} , determina-se a espessura da camada de reforço (hr)

$$hr = 29 \text{ cm}$$

Como a espessura da camada de reforço é grande, as camadas integradas não deverão ser constituídas unicamente de misturas betuminosas. Para esta situação deve-se verificar também a necessi

dade de remoção do revestimento existente ou camadas subjacentes, com a reconstrução da estrutura do pavimento.

E.2 - Dimensionamento por Tentativa (Utilizando o Programa FEPAVE 2)

Neste procedimento, buscou-se qual a espessura de reforço que reduzisse a deflexão máxima na superfície do reforço a um valor admissível ou desejado.

Para o perfil 2, determinou-se que para uma espessura de reforço de 7,5cm (deflexão máxima é 66×10^{-2}) que é, aproximadamente 0,5cm menos espessa que a obtida pelo método proposto por Preussler. Em que pese a imprecisão nas leituras das curvas, provavelmente esta pequena diferença nas espessuras do revestimento está relacionado com a utilização do coeficiente de Poisson variável. Como visto nas figuras 6.3 e 6.4 as deflexões máximas assim calculadas são levemente menores, pelo menos nos dois perfis estudados. Esta menor deflexão máxima requer uma menor espessura de reforço para a redução da deflexão máxima a um nível compatível com a estrutura do pavimento.

E.3 - Espessuras de Reforço Determinadas pelo Projetista

Subtrecho 1 - dimensionamento segundo o Método de Resistência
Espessura do reforço = 10cm (CBUQ)

Subtrecho 2 - dimensionamento segundo o Método B (PRO 11)

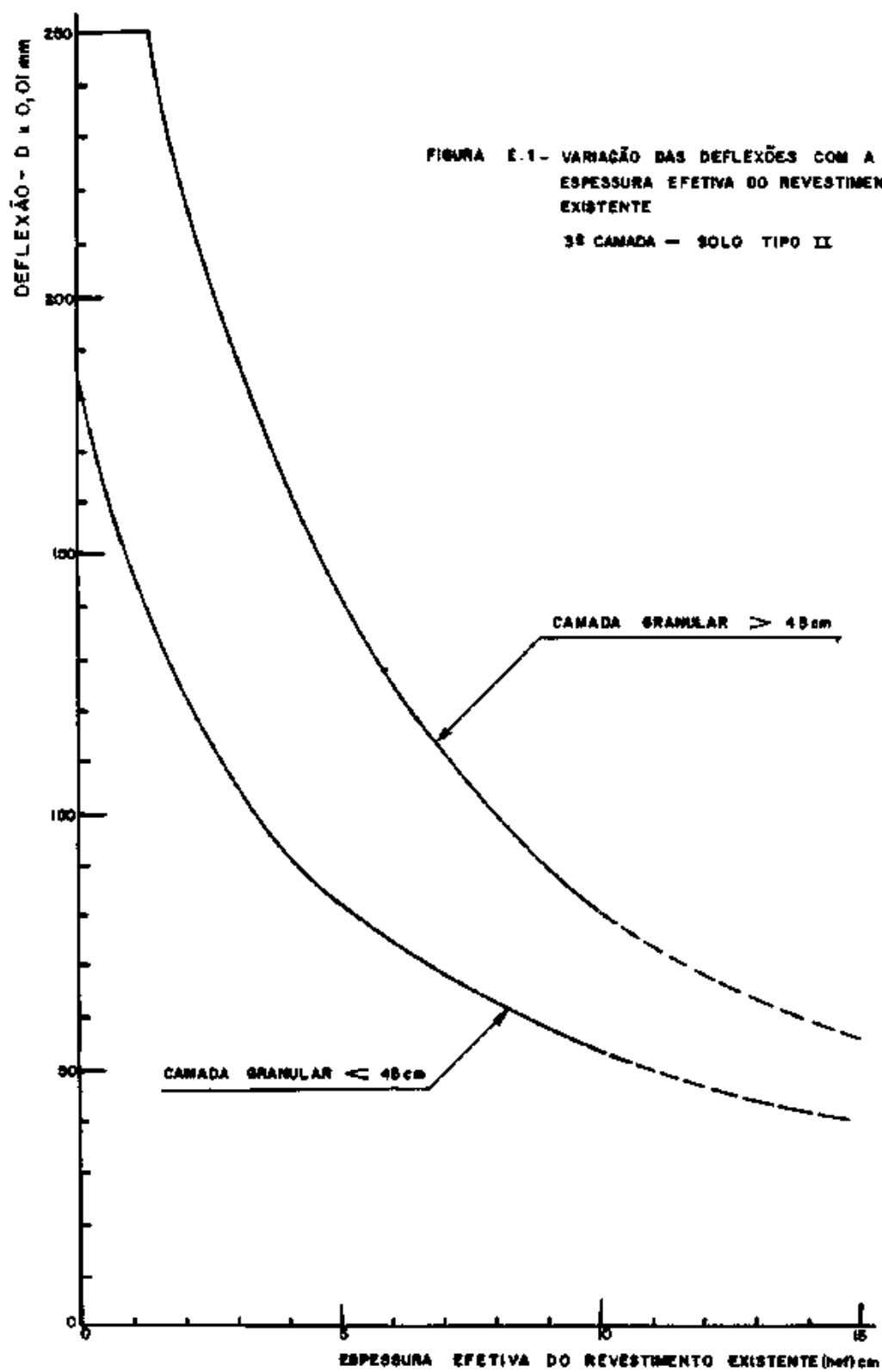
Espessura do reforço = 7,5cm (CBUQ)

E.4 - Observações sobre o Subtrecho 1

Para este subtrecho o método de dimensionamento do reforço proposto por Preussler recomenda que se verifique a necessidade de remoção do revestimento existente ou camadas subjacentes com a reconstrução da estrutura do pavimento.

Esta conclusão está plenamente de acordo com as condições atuais do pavimento neste trecho, o qual apresenta uma grande porcentagem de áreas fissuradas, extensas faixas de remendos e ondulações da pista (IGG= 181,1 em maio/84).

Na hipótese de reconstrução deste subtrecho recomenda-se o estudo da estabilização com cal da camada de base pois esta apresenta em sua composição granulométrica cerca de 12% de cinzas volantes. Este estudo teria como suporte os bons resultados obtidos na pista experimental de Santa Catarina (Nova Brasilia - Imbituba). Além do fator econômico em jogo, estar-se-á atacando o problema ecológico que as cinzas da Termoelétrica Jorge Lacerda (Tubarão-SC) representam, o qual poderia ser minimizado pelo conhecimento do comportamento deste resíduo em tais obras e, posteriormente, sua aplicação em futuros projetos.



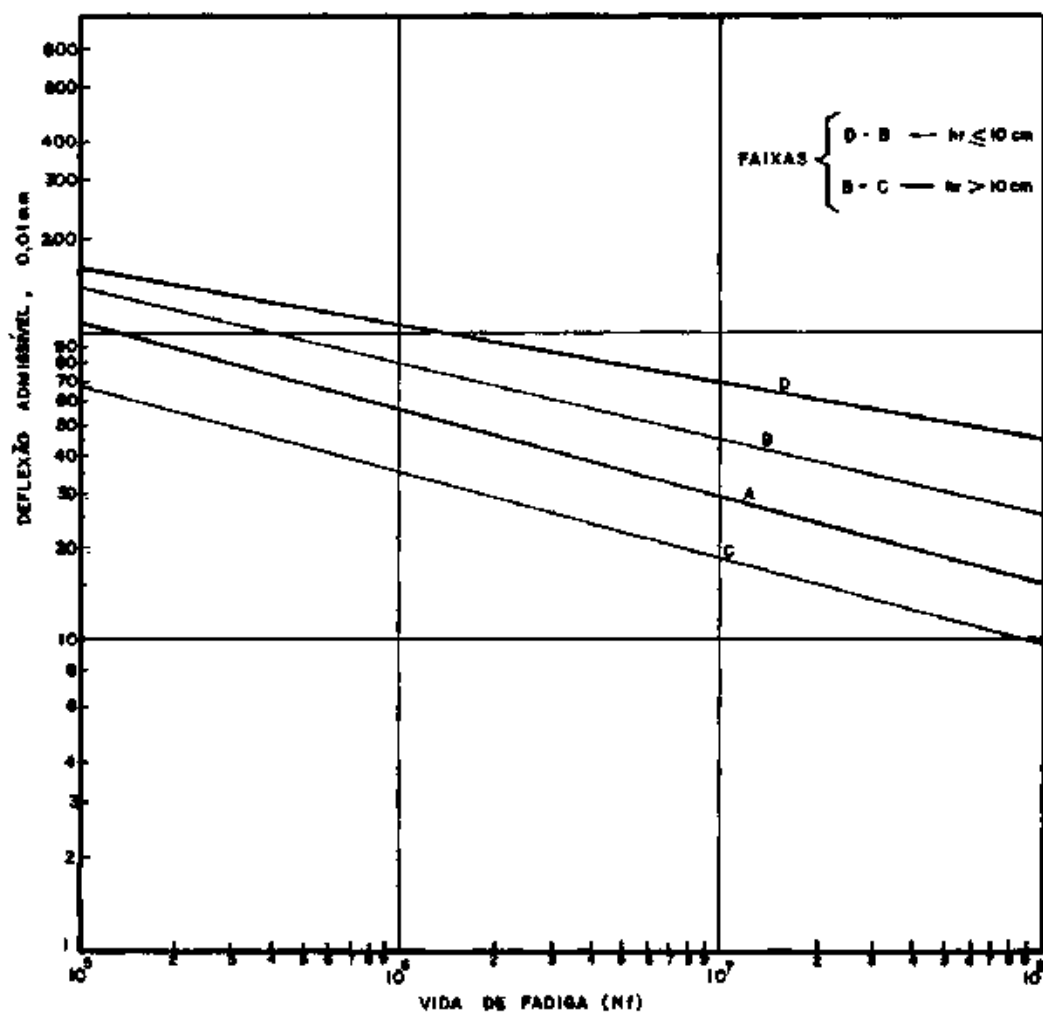
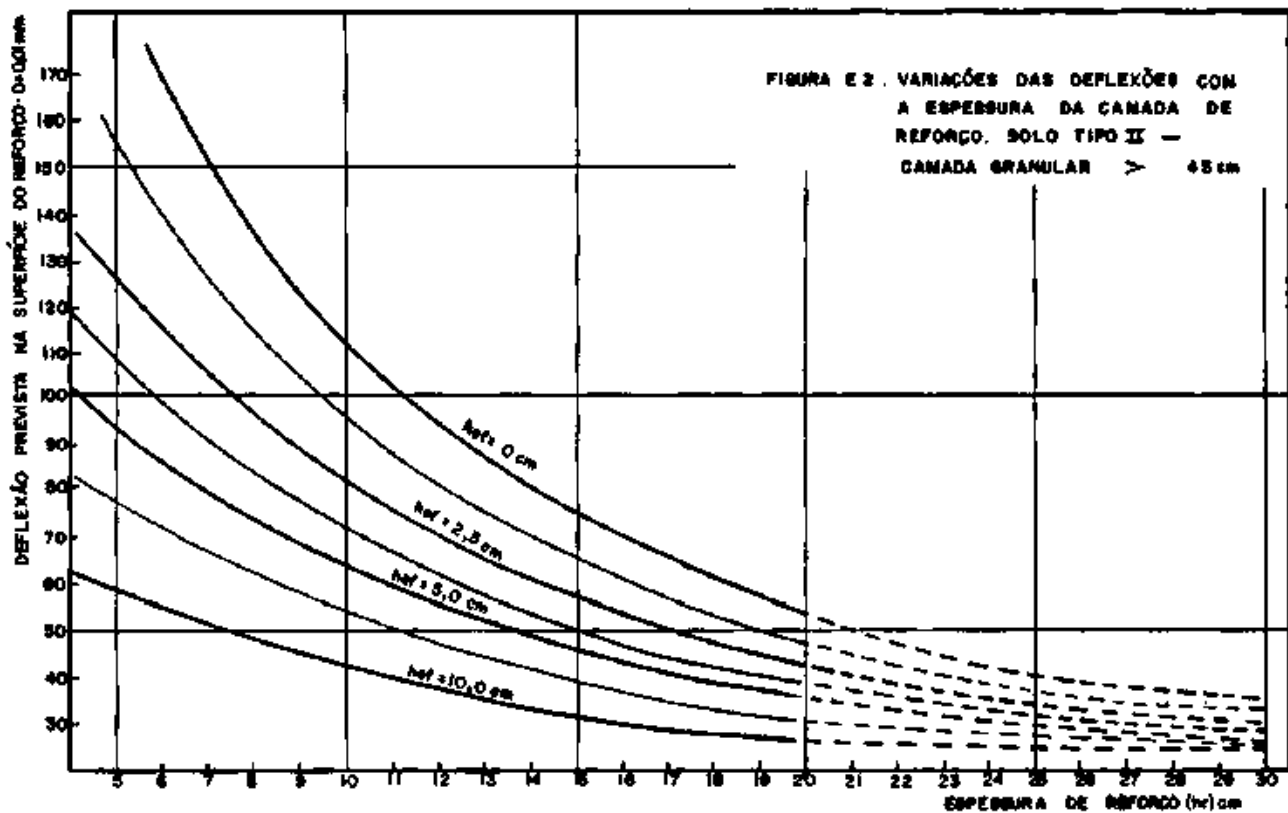


FIGURA E 3 - CRITÉRIO DE DEFLEXÃO ADMISSÍVEL