MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS; CRITÉRIO DE CONFIABILIDADE E ENSAIOS DE CARGAS REPETIDAS

Laura Maria Goretti da Motta

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Jacques de Medina, L. D.
(Presidente)

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph. D.

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Luiz Flávio Autran M. Gomes, Ph. D.

Prof. Armando Martins Pereira, L. D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 1991

MOTTA, LAURA MARIA GORETTI DA

Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas (Rio de Janeiro) 1991.

xvi, 366 p., 29,7 cm (COPPE/UFRJ D. Sc. Engenharia Civil, 1991)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Método de dimensionamento de pavimentos

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

...mesmo que eu tivesse o dom da profecia, e conhecesse todos os mistérios e toda a ciência; mesmo que tivesse toda a fé, a ponto de transportar montanhas, se não tiver amor, não sou nada...

(Paulo, Corintios 13)

À *Murillo Lopes de Souza, minha homenagem.*

Para meus filhos Beatriz e Gabriel,
desejando que consigam viver
"sem medo de ser feliz..."

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pelo exemplo de vida.

Ao professor Medina, pelos ensinamentos e exemplo de honestidade e dedicação à engenharia.

Aos professores Willy Lacerda, Maurício Ehrlich, Luiz Flávio Autran e Armando Martins pela participação na banca examinadora.

Aos colegas e amigos sem os quais este trabalho não teria chegado a bom termo:

Álvaro Augusto Dellê Vianna

Antonio José Ribeiro Dias

Eduardo Nazareth Paiva

Marcos Pereira Antunes

Ricardo de Souza Baptista Cosme

Ana Maria Cruz

Ao meu marido e amigo, Vermelho, pela dedicação e carinho.

A todos os funcionários do laboratório, mais que colegas de trabalho, amigos verdadeiros, pelos bons papos e pelo estímulo de continuar lutando contra as adversidades.

A todos os alunos que me enriquecem na convivência diária do laboratório ou das aulas, especialmente Raquel.

Aos alunos Vicente Perez-Espinosa e Marcus Vinícius M. Mattos colaboradores diretos deste trabalho.

Ao colega Salomão Pinto, sempre disposto a ajudar, que forneceu várias das amostras ensaiadas.

Às amigas Luiza e Rose, e ao Marcelo, pela força na edição do texto.

Ao Gilmar pelos desenhos.

Aos meus filhos Beatriz e Gabriel pela paciência nestes tempos difíceis.

À minha família pelo apoio e pela cobrança carinhosa.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Doutor em Ciências (D. Sc).

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS; CRITÉRIO DE CONFIABILIDADE E ENSAIOS DE CARGAS REPETIDAS

Laura Maria Goretti da Motta

Orientador: Prof. Jacques de Medina
Programa: Engenharia Civil

Apresenta-se uma consolidação dos estudos de Mecânica dos Pavimentos desenvolvidos na COPPE/UFRJ nos últimos dez anos.

Comentam-se os estudos recentes sobre resiliência e fadiga de materiais usuais em pavimentação.

Propõe-se um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis considerando os fatores climáticos, a condição limite de suporte, a deformação permanente e a fadiga. Aplica-se o conceito de confiabilidade na obtenção das espessuras finais.

Apresenta-se um catálogo de estruturas que pode servir como orientação para ante-projeto ou como indicativo de espessuras iniciais para uma análise mais detalhada.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requeriments for the degree of Doctor of Science (D. Sc.)

DESIGN METHOD FOR FLEXIBLE PAVEMENTS; RELIABILITY CRITERION AND REPEATED LOAD TESTING

Laura Maria Goretti da Motta

Thesis Supervisor: Prof. Jacques de Medina
Department: Civil Engineering

It's presented a consolidation os studies in Pavement Mechanics in COPPE/UFRJ in the last ten years.

Recent studies about resilience and fatigue of usual materials in pavements are commented.

It's presented a flexible pavemente design method considering climatic factors, bearing capacity limits, permanent deformability and fatigue. The reliability concept is applied to estimate the thickness.

A catalogue os structures is presented, which can be used as a basis of a detailed analysis on design pavements.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS..... ix
LISTA DE QUADROS..... xii
LISTA DE FIGURAS..... xiii
CAPÍTULO 1
1. Introdução..... 1
CAPÍTULO 2
2. Revisão bibliográfica..... 5
2.1 Comportamento resiliente dos materiais usuais de pavimentos flexíveis..... 5
2.1.1 Misturas betuminosas..... 7
2.1.2 Materiais granulares..... 11
2.1.3 Solos finos, argilosos e siltosos..... 36
2.2 Comportamento plástico dos materiais usuais de pavimentos flexíveis..... 39
2.2.1 Deformação permanente de misturas betuminosas.... 41
2.2.2 Deformação permanente de materiais granulares.... 46
2.2.3 Deformação permanente de materiais argilosos..... 55
2.3 Fatores ambientais no projeto de pavimentos..... 58
2.3.1 Conceitos básicos de climatologia..... 60
2.3.2 Caracterização climática das regiões geográficas brasileiras..... 73
2.3.3 Água nos pavimentos..... 83
2.3.3.1 Umidade de equilíbrio..... 85
2.3.3.2 Sucção..... 87
2.3.3.3 Índice de umidade..... 91
2.3.3.4 Métodos de estimativa de umidade em subleito... 96
2.3.4 Medições de temperatura em pavimentos brasileiros 102
2.4 O método da resiliência no projeto de reforço de pavimentos flexíveis..... 119
2.5 Capacidade de suporte de solos em camadas..... 121
2.5.1 Solos homogêneos..... 122
2.5.2 Meios estratificados..... 127
2.6 Bases experimentais dos métodos de dimensionamento correntes..... 132
2.6.1 O método de dimensionamento da AASTHO (1986)..... 137
2.6.2 O método de dimensionamento do DNER..... 143
2.6.3 O método SHELL..... 152

2.7 Conceito de confiabilidade no estudo de pavimentos. 154
2.7.1 Conceitos gerais de confiabilidade..... 154
2.7.2 Aplicação a projetos de pavimentos..... 177
CAPÍTULO 3
3. Estudos recentes sobre resiliência e fadiga na COPPE/UFRJ..... 197
3.1 Lateritas..... 198
3.2 Brita..... 208
3.3 Misturas betuminosas..... 211
3.4 Solo-brita..... 224
CAPÍTULO 4
4. Esboço de método de dimensionamento de pavimentos flexíveis..... 231
4.1 Equivalência de cargas de eixos quanto ao poder destrutivo..... 234
4.2 Fatores climáticos no dimensionamento..... 250
4.3 Condição limite de suporte quanto à ruptura plástica..... 256
4.4 Previsão de deformação permanente..... 264
4.5 Previsão de deformação resiliente e sua repercussão na fadiga do revestimento..... 268
4.5.1 Evolução das soluções matemáticas para sistemas em camadas..... 270
4.5.2 Métodos aproximados de cálculo..... 273
4.5.3 O programa FEPAVE..... 277
4.6 Otimização do dimensionamento..... 282
4.7 Aplicação do critério de confiabilidade..... 322
4.8 Roteiro final..... 336
CAPÍTULO 5
5. Conclusões e sugestões de pesquisas futuras..... 340
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 343
APÊNDICES
A. O programa FEPAVE modificado..... 357
B. Programa de cálculo de capacidade de carga..... 362
C. Programa de cálculo das temperaturas máxima e mínima 365

LISTA DE TABELAS

2.1 - Comparação de resultados de ensaios de módulo de rigidez em flexão e tração-compressão para diversos laboratórios franceses..... 10

2.2 - Resumo dos valores de K_1 e K_2 para as classes de solos granulares (RADA & WITCZAK (1981)..... 34

2.3 - Modelos de regressão entre K_1 e K_2 da forma: $\log K_1 = A_0 + A_1 K_2$ (RADA & WITCZAK (1981)..... 34

2.4 - Equações de previsão do módulo resiliente através de propriedades físicas (RADA & WITCZAK (1981)..... 34

2.5 - Parâmetros característicos do comportamento elástico de britas (PAUTE & OUTROS (1988))..... 35

2.6 - Parâmetros de deformação permanente de britas (PAUTE & OUTROS (1988))..... 54

2.7 - Valores de coeficientes da relação de deformação permanente *versus* número de aplicações de carga para 4 solos (SVENSON (1980))..... 55

2.8 - Sumário dos coeficientes da relação tensão desvio (σ_d) *versus* deformação axial permanente acumulada (ε_p) (SVENSON (1980))..... 56

2.9 - Constantes da equação de Angstron para algumas localidades brasileiras 64

2.10 - Radiação solar diária em uma superfície horizontal no topo da atmosfera (TUBELIS & NASCIMENTO (1980))..... 65

2.11 - Número possível de horas de brilho do sol no $15^{\underline{o}}$ dia do mês (TUBELIS & NASCIMENTO (1980))..... 66

2.12 - Valores médios mensais extremos da radiação solar em alguns locais do Brasil..... 67

2.13 - Características térmicas de alguns materiais..... 67

2.14 - Limites para definição das regiões climáticas da pesquisa PAEP (RICCI & OUTROS (1984))..... 94

2.15 - Percentagem do tempo durante um ano de medições em que cada profundidade permanece entre os níveis de temperatura (MOTTA (1979b))..... 104

2.16 - Percentagem do ano em que cada profundidade permanece entre os níveis de temperatura, das 6 às 18 horas (MOTTA (1979b))..... 104

2.17 - Temperaturas extremas na superfície, durante um ano de medições, em diversas regiões (variações anuais) (MOTTA (1979b))..... 108
2.18 - Correlação entre as medidas de temperatura com termopar e com termômetros em furo com óleo..... 109
2.19 - Dados de radiação solar e temperatura do ar no painel experimental da COPPE (MOTTA (1979b))..... 111
2.20 - Valores de temperatura medidos no painel da COPPE e calculados pela fórmula de Barber (MOTTA (1979b)). 113
2.21 - Retas de estimativa das temperaturas do revestimento através do processo de Southgate, para cada hora (MOTTA (1979))..... 114
2.22 - Distribuição de frequência das medições de temperatura nos revestimentos dos trechos experimentais da Pesquisa de Avaliação Estrutural, por região geográfica, por tipo de revestimento (MOTTA & MEDINA (1989))..... 118
2.23 - Modelos de comportamento resiliente de subleitos utilizados no programa TECNAPAV..... 120
2.24 - Fatores de capacidade de carga segundo VÉSIC (1975)..... 126
2.25 - Alguns métodos de cálculo de capacidade de carga de sistemas em camadas..... 129
2.26 - Espessuras mínimas (construtivas) recomendadas no manual da AASTHO (1986) para materiais com $M_r > 2800$ kgf/cm^2..... 141
2.27 - Níveis de confiabilidade a serem empregados nos projetos (DARTER & HUDSON (1973))..... 187
2.28 - Níveis de confiabilidade sugeridos para várias classes de rodovias (AASHTO (1986))..... 196
3.1 - Características dos corpos-de-prova submetidos aos ensaios triaxiais dinâmicos e modelos de resiliência..... 204
3.2 - Resultado dos ensaios de uma brita utilizando o modelo $M_r = f(\sigma_d)$ para comparação - PÉREZ-ESPINOSA (1987) 205
3.3 - Características resilientes dos corpos-de-prova - Cascalho de Rondônia - corpos-de-prova 10x20..... 206

3.4 - Deformação permanente medida nos ensaios da amostra 1 - Laterita Roraima..... 207
3.5 - Resultados de módulo resiliente para brita de Nova Iguaçu..... 208
3.6 - Misturas asfálticas ensaiadas à fadiga na COPPE..... 214
3.7 - Ensaio de deformação permanente em corpo-de-prova triaxial de CBUQ..... 215
3.8 - Deformação permanente dos corpos-de-prova de solo puro e solo-brita..... 225
3.9 - Parâmetros efetivos de resistência estática para misturas compactadas (RITTER & COSTA FILHO (1990))..... 229
4.1 - Fatores de equivalência de carga para SN = 5, índice de serventia terminal igual a 2,5 (AASTHO (1986))..... 236
4.2 - Fatores de equivalência adotados na norma PRO 159/85 - DNER..... 239
4.3 - Estudo da influência da carga por roda para revestimento de 5 cm..... 246
4.4 - Estudo da influência da carga por roda para revestimento de 10 cm..... 247
4.5 - Valores típicos de c e ϕ para solos e britas compactadas..... 259
4.6 - Valores típicos de c e ϕ para concreto asfáltico..... 260
4.7 - Carga máxima legal nas rodovias brasileiras..... 260
4.8 - Roda equivalente aos eixos máximos legais admissíveis pelo critério de tensão vertical no subleito proposto por RODRIGUES (1987)..... 260
4.9 - Coeficientes de variação (%) considerados para cada um dos parâmetros no primeiro estudo de confiabilidade..... 327
4.10 - Efeito da variabilidade dos dados nos parâmetros de projeto no primeiro estudo de confiabilidade..... 328
4.11 - Coeficientes de variação (%) considerados para cada um dos parâmetros no segundo estudo de confiabilidade..... 329
4.12 - Cálculo da confiabilidade pelo método de Rosenbleuth usando o programa FEPAVE, estrutura básica 1, caso 15..... 329

4.13 - Efeito da variabilidade dos dados nos parâmetros de projeto no segundo estudo de confiabilidade..... 330
4.14 - Cálculo da confiabilidade para a vida de fadiga admissível para cada um dos casos do segundo estudo. 331
4.15 - Efeito da variabilidade dos dados nos parâmetros de projeto no terceiro estudo de confiabilidade..... 332
4.16 - Cálculo da confiabilidade para a vida de fadiga admissível para cada um dos casos do terceiro estudo..... 332
4.17 - Valores sugeridos para tensão vertical admissível no subleito..... 338

LISTA DE QUADROS

1 - Resumo comparativo dos principais aspectos pluviométricos das regiões geográficas do Brasil..... 251
2 - Resumo comparativo dos aspectos térmicos normais da atmosfera por regiões geográficas do Brasil..... 252
3 - Exemplo de saída do programa FEPAVE..... 281
4 - Análise qualitativa comparativa dos efeitos das espessuras e materiais nos parâmetros de dimensionamento..... 319
5 - Uma possível combinação de espessuras para os casos estudados..... 321

LISTA DE FIGURAS

2.1 - Representação do estado de tensões para ensaio TCC e TCV - BROWN (1975)..... 13
2.2 - Zoneamento do estado de tensões numa camada granular - STOCK & BROWN (1980)..... 15
2.3 - Representação dos resultados de ensaio cíclico com σ_3 e σ_1 pulsantes - BROWN & PAPPIN (1981)..... 17
2.4 - Caminhos de tensões utilizados por SHAW (1980) nos ensaios de uma brita..... 21
2.5 - Resultados dos ensaios de SHAW (1980) para deformações volumétricas..... 21
2.6 - Resultados dos ensaios de SHAW (1980) para deformações cisalhantes..... 22
2.7 - Estruturas de pavimentos analisadas por BROWN & PAPPIN (1985)..... 26
2.8 - Comparação dos resultados de cálculo com programa SENOL (modelo K - θ e K - G) e BISTRO - BROWN & PAPPIN (1985)..... 27
2.9 - Comparação entre valores medidos e calculados pelos modelos K - G e K - θ (UZAM (1985)) e equação b..... 30
2.10 - Modelos de comportamento resiliente de solos - MOTTA & OUTROS (1990)..... 38
2.11 - Vida útil relativa (D) em termos de fadiga ou trilha de roda em função da percentagem de vazios de misturas compactadas (VERSTRAETEN & FRANCKEN (1979))..... 45
2.12 - Brita não tratada. Evolução da deformação permanente axial (PAUTE (1983))..... 48
2.13 - Representação normalizada da deformação permanente para uma areia (LENTZ & BALADI (1980))..... 48
2.14 - O domínio climático tropical mundial (AYOADE (1988))..... 62
2.15 - Comparação entre umidade *in situ* e umidade ótima para vários trechos (MEDINA (1988a))..... 86

2.16 - Representação esquemática do espessamento progressivo da película de água e do correspondente decréscimo da tensão com que esta água é retida por uma partícula de solo em um poro (MEDINA (1972))..... 89
2.17 - Exemplo de curva de sucção *versus* umidade de um solo..... 89
2.18 - Exemplos de balanço hídrico para algumas cidades brasileiras - MOTTA & MEDINA (1989)..... 92
2.19 - Regiões climáticas da pesquisa PAEP e índice de umidade - MOTTA & MEDINA (1989)..... 95
2.20 - Regimes de umidade do solo natural segundo WAMBEKE (1981)..... 101
2.21 - Curvas de temperatura *versus* tempo para dias típicos de verão - MOTTA (1979b)..... 103
2.22 - Curvas de temperatura *versus* tempo para dias típicos de inverno - MOTTA (1979b)..... 107
2.23 - Exemplos de gradientes térmicos medidos no painel da COPPE - MOTTA (1979b)..... 125
2.24 - Fronteiras da zona de fluxo plástico após ruptura do solo suporte de fundações corridas..... 125
2.25 - Relação entre ϕ e os fatores de capacidade de carga..... 125
2.26 - Esquema mais comum de consideração da tensão e deformação em um dimensionamento..... 135
2.27 - Procedimento para determinar as espessuras das camadas dado no Manual da AASTHO (1986)..... 140
2.28 - Gráficos de dimensionamento pelo método CBR..... 148
2.29 - Esquema do procedimento de dimensionamento SHELL (CLAESSEN & OUTROS (1977))..... 153
2.30 - Curva tipo banheira (bathtub) que representa os três tipos de chances de ruptura característicos.... 163
2.31 - Diagrama teórico S-N..... 165
2.32 - Diferença de variância nos ciclos de ruptura..... 166
2.33 - Exemplos de consideração da natureza probabilística de um projeto..... 169
2.34 - Uso do processo de Markov para avaliar mudanças durante a vida de serviço de um pavimento - LEMER & MOAVENZADEH (1971)..... 179

2.35 - Ilustração do conceito de confiabilidade e de como reduzir a probabilidade de ruptura 181
2.36 - Contribuição de cada fator de projeto na variância total (DARTER & HUDSON (1973))..... 185
2.37 - Exemplo de relação entre confiabilidade, custo e desempenho para um projeto (DARTER & HUDSON (1973))..... 186
2.38 - Curvas de CBR comparadas com dados de comportamento real de campo (POTTER (1985))..... 189
2.39 - Representação da definição de desempenho e confiabilidade (IRICK & OUTROS (1987))..... 193
3.1 - Características físicas das amostras de lateritas ensaiadas..... 200
3.2 - Modelos bilinear (escala aritmética) e linear (escala logarítmica) do módulo de resiliência, M_r, contra tensão desvio (σ_d) - amostra 1..... 201
3.3 - Comparação dos resultados para a brita de PÉREZ-ESPINOSA (1987) e lateritas..... 202
3.4 - Deformação permanente para a amostra 1 - laterita Roraima..... 203
3.5 - Análise granulométrica e curva de compactação da brita graduada de Nova Iguaçu..... 209
3.6 - Resultado do ensaio triaxial dinâmico da brita graduada de Nova Iguaçu..... 210
3.7 - Vida de fadiga *versus* diferença de tensões para as amostras do CENPES..... 216
3.8 - Vida de fadiga *versus* deformação específica resiliente para as amostras do CENPES..... 217
3.9 - Vida de fadiga *versus* diferença de tensões - Tese de Doutorado PREUSSLER (1983)..... 218
3.10 - Efeito da temperatura de ensaio na vida de fadiga *versus* diferença de tensões..... 219
3.11 - Deformação permanente *versus* vida de fadiga - carga repetida - compressão diametral - amostras CENPES - (Tese Salomão Pinto, em andamento)..... 220
3.12 - Resultado do ensaio triaxial de CBUQ..... 221
3.13a - Vida de fadiga *versus* diferença de tensões - amostras de CBUQ com polímero..... 222

3.13b - Vida de fadiga (N) *versus* deformação específica resiliente (ε_i) - amostras de CBUQ com polímero..... 223
3.14 - Análise granulométrica das amostras:
a) Trecho de Bilac a Gabriel Monteiro
b) Mistura de solo brita..... 227
3.15 - Curvas de compactação..... 228
3.16 - Resultados do ensaio triaxial das amostras de solo-brita e Bilac - Gabriel Monteiro (solo puro).... 229
3.17 - Deformação permanente para amostras de solo puro e solo -brita..... 230
4.1 - Esquema da proposta de método de dimensionamento..... 232
4.2a - Fluxograma para o cálculo dos fatores de equivalência segundo PEREIRA (1985)..... 237
4.2b - Fluxograma da proposta de método de dimensionamento de PEREIRA (1985)..... 238
4.3 - Estruturas utilizadas no estudo da deformação permanente..... 267
4.4 - Fluxograma do Programa FEPAVE..... 277
4.5 - Malha e condições de fronteira para o Programa FEPAVE..... 278
4.6 a 4.21 - Catálogo de estruturas..... 286
4.22 - Concentração da função densidade de probabilidade (ROSENBLEUTH (1981))..... 323
4.23 - Concentração da função densidade de probabilidade quando $Y = f(X_1, X_2)$, (ROSENBLEUTH (1981))..... 324
4.24 - Estruturas básicas utilizadas no exemplo do estudo da confiabilidade..... 326
4.25 - Vida de fadiga *versus* confiabilidade em função da variabilidade dos dados - estrutura 1..... 334
4.26 - Vida de fadiga *versus* confiabilidade em função da variabilidade dos dados - estrutura 2..... 335

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis (camadas granulares revestidas com misturas asfálticas) foram, na sua origem, estabelecidos em bases estritamente empíricas. Era a experiência codificada de forma direta e simples. Em determinadas regiões de geologia e natureza dos solos conhecidas e de características de tráfego (intensidade e carga pesada mais frequente) estabelecidas de modo sumário, estabelecia-se a espessura mínima necessária do pavimento que evitasse a ruptura catastrófica ou o aumento rápido de defeitos superficiais.

Alguns tratamentos teóricos da capacidade de carga do pavimento quanto à tensão produzida pelas rodas dos veículos foram aplicados. Ressentiam-se os autores, na época, de mais aprofundados conhecimentos de mecânica dos pavimentos e da disponibilidade de dados sobre módulos dinâmicos de deformabilidade.

Como resposta imediata e mais confiável estava, por exemplo, o método do índice CBR ("California Bearing Ratio"), desenvolvido, inicialmente, pelo departamento de estradas da Califórnia e adotado pelos engenheiros militares norte-americanos no projeto de pavimentos de aeroportos durante a Segunda Guerra Mundial.

O apuro dos métodos empíricos deu-se com a construção de pistas experimentais sob tráfego controlado, de que é exemplo marcante a "AASHO Road Test" no final da década de 50.

O desenvolvimento de ferramentas de análise matemática, ou melhor dizendo, do cálculo numérico na solução de sistemas de equações diferenciais, tornou-se possível com o advento dos computadores eletrônicos. A partir da década de 60 e, mais intensamente, na década de 70, pode-se estudar o pavimento como um sistema em camadas de parâmetros de deformabilidade conhecidos. Tornou-se banal calcular tensões, deformações e deslocamentos dos pavimentos.

Desta forma, a roupagem mecanística racionalizou o valioso conhecimento empírico acumulado. Na verdade, é tão complexa a interação veículo-pavimento e são tão variáveis os parâmentros estruturais e geométricos que não se pode dispensar a calibração do modelo matemático da estrutura em camadas com observações e medições de trechos experimentais.

A evolução do conhecimento da mecânica dos pavimentos, conforme tem sido acompanhada pelo grupo de pesquisas de COPPE, conduz à convicção de que a utilização de ensaios dinâmicos na caracterização de solos, materiais granulares, misturas asfálticas e solo estabilizado, juntamente com a análise de tensões e deformações, de caráter não linear, dos sistemas em camadas é o melhor caminho para o aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento de pavimentos. É este o caminho percorrido pela COPPE/UFRJ desde 1978.

Resolveu-se designar de "método da resiliência" o cálculo de deformações, ou melhor dito de deflexões ou deslocamentos verticais superficiais, segundo orientação acima. A validade do método é assegurada pela comparação de deflexões calculadas com as medidas com a viga Benkelman. Esta é a coluna mestra de todos os desenvolvimentos posteriores: MEDINA & OUTROS (1982). Esboçava-se na tese de doutorado de PREUSSLER (1983) o procedimento de projeto de reforço de pavimentos flexíveis. Mais tarde PREUSSLER & PINTO (1984a) desenvolveram o programa TECNAPAV que incorporava o método da resiliência e a avaliação funcional segundo critérios estabelecidos por QUEIRÓZ (1981) em função da pesquisa de interrelacionamento de custos do GEIPOT e Banco Mundial.

Até este ponto tem-se, de forma prática, um procedimento de projeto de restauração de pavimentos flexíveis, em que se leva em conta, fundamentalmente, a deformabilidade do conjunto pavimento e subleito. Considera-se a natureza do solo do subleito e a gama de espessura das camadas granulares: base e subbase. Tem-se ainda em conta a fadiga de misturas asfálticas de uso corrente no país. As estruturas originais que são posteriormente reforçadas, haviam sido, na sua maioria, dimensionadas pelo método do CBR. Isto implica em amostras embebidas por quatro dias antes do ensaio de penetração do método CBR, o que superdimensiona as estruturas dos pavimentos para as condições reais de umidade e resistência dos subleitos de rodovias - MEDINA (1988). Implica, também, em grandes espessuras de camadas granulares de sub-base e base, que se não forem intensamente compactadas (100% do Proctor modificado) tornam-se sujeitas à deformações elásticas excessivas.

Se no caso de restauração se leva em conta , pelo método da resiliência desenvolvido na COPPE e no IPR/DNER , a situação real do pavimento, como abordar a questão dos novos pavimentos? Se dimensionados pelos princípios do método da resiliência, certamente redundam em camadas estruturais de composição e espessuras diferentes das que se obtêm pelo método do DNER, desenvolvido por SOUSA (1966), calcado no CBR

e em dados experimentais provenientes dos EEUU: engenheiros militares - USCE - e AASHO Road Test. Pouco se especulou sobre isto, e aqui se chega à proposta da tese.

O objetivo final desta tese é a apresentação justificada de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis que incorpore as novas técnicas de ensaios de materiais de pavimentação, procedimentos teóricos de cálculos de tensão e deformação nas diversas camadas, a consideração explícita das condições climatológicas, os conceitos de serventia e desempenho previsto dos pavimentos, e as características do tráfego. Propõe-se, ainda, que cada um dos fatores de dimensionamento seja considerado quanto à incerteza e a variabilidade que lhes são inerentes, mediante tratamento probabilístico adequado. Este aspecto será exposto de forma mais extensa dada a inexistência de referências brasileiras e ainda o difícil acesso às referências estrangeiras à respeito de sua aplicação a pavimentos.

A prudência aconselha a autora a designar esta tentativa de "esboço" de método de dimensionamento de pavimentos flexíveis rodoviários com apoio no conhecimento de deformabilidade elástica ou resiliente. O método deve ser aberto a novas aquisições da experiência, a novos materiais de pavimentação, e a variáveis de carregamento. O esboço poderá ser lapidado ou assumir esta ou aquela forma, de acordo com a evolução da técnica de pavimentação. É o que não permitem os métodos tradicionais.

O tratamento determinístico que vem sendo dado à questão do dimensionamento de pavimentos, choca-se com o conhecimento que se tem da variabilidade dos parâmetros, quer os provenientes de resultados de ensaios e a variabilidade de solos do subleito ou de ocorrências como fontes de materiais de base, subbase e reforço de subleito, quer os de tráfego e processos construtivos. Veja-se, por exemplo, os estudos inter-laboratoriais promovidos pelo IPT e pela Comissão de Asfalto do IBP, para se ter uma idéia da reprodutibilidade dos ensaios de solos e materiais asfálticos.

Deve-se ressaltar a atenção que SOUZA (1976) dispensou ao controle tecnológico, com base estatística, dos serviços de pavimentação no país, de modo que a Estatística está sempre presente no tratamento de dados do método do DNER.

A teoria da confiabilidade estatística ou a aplicação de conceitos probabilísticos vem sendo introduzida na engenharia civil, e em particular, na Geotecnia, de que é um exemplo a tese de doutorado de

PACHECO (1986). O novo manual de projetos de pavimentos da AASTHO (1986) incorpora estes conhecimentos aos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis e rígidos.

O determinismo preside o dimensionamento de pavimentos até hoje. Isto é, dado um valor de suporte do subleito e conhecidas as cargas dos caminhões, obtém-se um valor para a espessura total necessária. Cria-se a ilusão do "método exato". Os insucessos se atribuem a uma variável local "mal comportada". Já o tratamento probabilístico conduz ao conhecimento do risco provável de uma solução de engenharia que se adote. O caráter "mágico" do método é abolido ou devidamente enquadrado.

Portanto, a proposta de esboço de um método de dimensionamento de pavimento flexível fundado na experiência brasileira e na moderna mecânica dos pavimentos, não poderia deixar de incluir o tratamento probabilístico ou os ensinamentos da teoria da confiabilidade.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS MATERIAIS USUAIS DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Nos métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos os materiais são caracterizados por índices de qualidade quanto ao seu desempenho e condições de construção.

Assim é que o agregado de uma base de brita deve estar contido em determinada faixa granulométrica, deve ter um índice de suporte Califórnia de 80% e resistência à abrasão Los Angeles de, no máximo, 50% por exemplo. Os solos a utilizar nas camadas devem apresentar determinadas características de textura e plasticidade, além de CBR acima de um nível especificado, por exemplo, 60% para a base e 20% para a sub-base. Estes requisitos, supõe-se fundamentados na experiência quanto ao desempenho de trechos observados.

A racionalização dos métodos de dimensionamento implica na avaliação dos materiais através de ensaios que reproduzam o estado de tensões e condições ambientais a que estarão submetidos os pavimentos.

Os métodos mecanísticos de dimensionamento lançam mão da análise de tensões e deformações do pavimento referindo-se sempre aos níveis de tensões e deformações calculados para interpretar o desempenho de uma estrutura.

Para se efetuar a análise da deformabilidade da estrutura precisa-se conhecer as relações tensão-deformação ou os módulos de deformabilidade dos materiais que comporão as camadas. É o Princípio da Mecânica dos Pavimentos.

Os vários modelos de tensão-deformação são obtidos através de ensaios dinâmicos dos materiais, em que a carga é aplicada por sistemas pneumáticos e/ou servo-hidráulicos e as respostas (deformações) medidas por sensores eletro-magnéticos. Estas respostas de naturezas elástica e plástica dependem, em geral, da frequência, forma de carregamento, tensões e temperatura, além das condições intrínsecas do material e de seu estado de compacidade e umidade.

Distingue-se, a seguir, os modelos tensão-deformação para os principais tipos de materiais que constituem o pavimento, enfocando separadamente o caráter elástico ou resiliente do comportamento plástico dos mesmos.

O termo *resiliente* vem sendo empregado historicamente para

expressar a resposta dinâmica dos materiais submetidos a carregamentos repetidos (pulsantes) na sua componente elástica (que não énecessariamente linear), proposto por F. Hveem na década de 40, quando sistematizou a observação dos defeitos dos revestimentos concluindo que muitos deles tinham origem na fadiga, ou seja, na repetição das pequenas deformações elásticas. Passou ele então a empregar o termo *deformação resiliente* para significar a deformação elástica ou recuperável dos pavimentos sujeitos a cargas cíclicas, como forma de distinguí-la das deformações que normalmente ocorrem em outras estruturas e que não são repetidas tão aleatoriamente quanto à intensidade, duração e freqüência em relação a do tráfego real. São também estas deformações muito pequenas em relação às de outros materiais ou estruturas. Hveem criou inclusive equipamento para medir esta característica dos materiais de pavimentação que chamou de *resiliômetro.*

Quando se propagaram suas idéias, outros ensaios foram desenvolvidos ou adaptados, porém mantiveram-se os termos resiliência e módulo de resiliência definitivamente consagrados no meio rodoviário.

Embora alguns autores discordem desta denominação, baseados no fato de que resiliência tem uma definição formal em português[1], é prática consagrada a utilização deste termo e correlatos no sentido que se empregará neste trabalho.

Define-se o módulo resiliente para o ensaio triaxial por:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a}$$

σ_d - tensão desvio repetida

ε_a - deformação elástica ou resiliente correspondente a um certo número de aplicações de σ_d

As metodologias de ensaio empregadas para cada um dos materiais estão apresentadas em procedimento de execução de ensaios internos do Laboratório de Geotecnia de COPPE/UFRJ - COPPE (1988).

---

[1] Resiliência (do inglês "Resilience") é definida como "a propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora da deformação elástica"(Dicionário Aurélio).

2.1.1 MISTURAS BETUMINOSAS

É comum admitir-se um modelo elástico linear[2] para as misturas betuminosas, com duas constantes: o módulo de elasticidade (**E**) e o coeficiente de Poisson (μ) para exprimir a relação tensão-deformação das mesmas. Esta é uma aproximação pois sabe-se que estes materiais têm um comportamento reológico visco-termo-elástico. Reconhecendo-se estes aspectos, o que normalmente se faz para poder utilizar o modelo mais simples da elasticidade linear é se estipular uma temperatura e uma frequência de carregamento para o ensaio de obtenção de **E** e de μ.

Procurando-se contribuições recentes que dêem um tratamento mais acurado à questão, reporta-se, inicialmente a SOUZA (1986), em sua Tese de Doutorado com o professor Carl Monismith da Universidade da Califórnia, Berkeley.

Este pesquisador utilizou o ensaio de compressão e torção em corpos-de-prova cilíndricos ocos de 45,7 cm (10 pol) de altura, 22,8 cm (9 pol) de diâmetro externo e 2,54 cm (1 pol) de espessura. O corpo-de-prova fica contido entre duas membranas e dois anéis metálicos nas bases. Dispositivos permitem aplicar diferentes pressões de confinamento internas e externas. Atuadores horizontais aplicam a carga torcional e atuador vertical a carga vertical. Os ensaios da mistura (que foi preparada com agregado de granito de diâmetro máximo de 3/8'', com 5,5% de cimento asfáltico tipo AR 4000 da Chevron) foram feitos a $11^{o}C$, $25^{o}C$ e $40^{o}C$ e as freqüências de 0,5; 1,5; 10 e 20 Hz. Calculam-se os amortecimentos internos a partir do ângulo de fase, δ, entre as forças senoidais e o deslocamento senoidal do topo do corpo-de-prova além dos módulos dinâmicos complexos de compressão axial e de cisalhamento, $|E^{*}|$ e $|G^{*}|$, a partir da razão entre a amplitude das tensões e a amplitude das deformações ou extensões. Esses módulos mostram-se muito dependentes quer da temperatura quer da frequência. Os resultados também mostraram que as propriedades dinâmicas são independentes dos estados prévios de temperatura e tensão. Para efeito comparativo ensaiaram-se, também, à compressão triaxial a cargas repetidas corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, obtendo-se o módulo resiliente. Verificou-se que a $11^{o}C$ pouca diferença existe entre o módulo dinâmico (carregamento senoidal) e o resiliente

---

[2] Elástico - pressupõe que toda deformação é recuperável inteiramente quando cessa o efeito da carga.
Linear - pressupõe que o módulo independa do estado de tensões.

(carregamento repetido pulsante), mas a 25^{0}C a diferença é substancial.

No trabalho de BONAQUIST e outros (1986) comparam-se os módulos medidos em laboratório por diferentes procedimentos e os calculados a partir de medições de deflexões no campo. A pesquisa foi desenvolvida no Instituto de Transportes da Universidade Estadual da Pensilvânia. Estudaram-se quatro misturas asfálticas, sendo três de camada de desgaste e uma de base. Os ensaios foram de compressão simples em prensa MTS e tração indireta por compressão diametral com o aparelho Retsina MARK IV, de módulo de resiliência. O carregamento dinâmico na prensa de corpos-de-prova de 10 por 20 cm foi do tipo senoidal a frequências de 5, 16, 25 e 35 Hz e as temperaturas das misturas usadas foram de 4,4^{0}C, 21,1^{0}C e 37,7^{0}C (40^{0}F, 70^{0}F e 100^{0}F respectivamente). Calcula-se o módulo à compressão pela formula:

$$|E^*|_c = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \frac{P/A}{\Delta/l_0} = \frac{3P}{\Delta A} ,$$

$|E^*|_c$ - módulo dinâmico de compressão, lb/pol^2

P - carga aplicada

A - área da seção transversal

Δ - deslocamento axial

l_0 - distância axial de referência, igual a 3''.

Antes do ensaio propriamente dito, cada corpo-de-prova foi precondicionado pela aplicação de mil ciclos de carga a 1 Hz de frequência, a fim de estabilizar as medidas obtidas. Para os ensaios a 4,4^{0}C e 21,1^{0}C a pressão foi de 2,5 kgf/cm^2 (35 lb/pol^2) e a 37,7^{0}C de 1,3 kgf/cm^2 (18 lb/pol^2). Para o aparelho de compressão diametral, calculou-se o módulo resiliente através da fórmula:

$$M_r = \frac{P(\mu + 0,27)}{\Delta t} ,$$

M_r -módulo resiliente (lb/pol^2)
P -carga aplicada (lb)
μ -coeficiente de Poisson , admitido igual a 0,35
Δ -deslocamento horizontal (pol)
t -espessura do corpo de prova

Neste equipamento a onda de carregamento apenas se aproxima de uma onda quadrada de duração de 0,15 s, o pico da onda de deformação dando-se depois do de força. Neste ensaio o condicionamento é obtido pela aplicação de 200 repetições de 45,5 kgf (100 lb) a 4,4^{0}C (40^{0}F) até 25 repetições de 4,5 kgf a 37,7^{0}C (100^{0}C). O nomograma da Shell foi utilizado para estimar o módulo das misturas, função da temperatura e velocidade de carregamento, e o nomograma de Van der Poel para calcular

a rigidez do ligante. A comparação dos módulos dinâmicos à compressão com os previstos pelo nomograma da Shell mostra que estes são pouco menores que aqueles, conclusão válida para todas as frequências e temperaturas. Tem-se um bom ajuste para os dois métodos.

Medições de campo foram feitas nas pistas experimentais da Universidade da Pensilvânia, utilizando-se o "Road Rater" (peso vibrante de 73 kg, entre 5 e 100 Hz), a viga Benkelman e o Defletômetro de Impacto ("Falling Weight Deffectometer"). O cálculo teórico das tensões e deformações foi feito com o programa BISAR, que usa a hipótese de elasticidade linear.

Concluiu-se que o módulo dinâmico de compressão usado no cálculo pela teoria das camadas elásticas conduz a deflexões inferiores às obtidas no campo, ou seja, superestima-se a rigidez do revestimento quando se considera o módulo à compressão. Já o módulo à tração indireta é o que traz melhor ajuste entre as deflexões medidas com os três equipamentos de campo e as calculadas, embora se possa objetar que as impressões de análise possam, em parte, ter origem na metodologia teórica de cálculo das deformações. Bonaquist e companheiros alertam para o que julgam ser o problema do equipamento MARK IV que seria o de não refletir adequadamente a sensibilidade do módulo das misturas à variação de temperatura.

BONNOT (1981) apresenta um estudo comparativo entre resultados de vários laboratórios para dois tipos de ensaios de obtenção do módulo de rigidez e da fadiga de misturas betuminosas. Os ensaios foram do tipo flexão de corpos-de-prova trapezoidais e tração-compressão de cilindros. Para a obtenção do módulo utilizaram-se as frequências de 3, 10, 25 e 50 Hz e as temperaturas de 0, 10, 20 e 30^{o}C. Pode-se notar que existe uma diferença significativa de resultados quanto ao tipo de ensaio e grande influência da temperatura e da frequência conforme pode ser visto na Tabela 2.1. Conclui o trabalho de Bonnot que os valores de módulos são menos dispersos nas temperaturas de 10 e 20^{o}C, que os resultados de fadiga foram muito homogêneos para os corpos-de-prova de mesma forma, que os ensaios de tração-compressão são os mais severos e que é preciso especificar bem as condições de ensaio quando se utilizar um valor de módulo, principalmente a temperatura.

A utilização de ensaios de compressão diametral, na COPPE, para a obtenção do módulo resiliente de misturas asfálticas será comentada no próximo Capítulo.

TABELA 2.1

Comparação de resultados de ensaios de módulo de rigidez em flexão e tração-compressão para diversos laboratórios franceses (BONNOT (1981)

Laboratório	Tipo Ensaio	Efeito Frequência (E_{50Hz} / E_{3Hz})				Efeito Temperatura ($E_{0°C}$ / $E_{30°C}$)			
		0	10	20	30	3	10	25	50
B. P.	1	1,4	1,7	2,2	3,3	13,10	8,46	6,28	5,57
LCPC	1	1,4	1,5	1,7	2,6	9,80	7,28	5,80	5,24
Shell	1	1,3	1,6	2,1	3,0	7,20	5,18	4,09	3,22
Esso	2	1,4	1,7	2,4	3,2	15,60	10,85	8,18	6,70
Total	2	1,2	1,7	2,0	3,2	14,80	9,72	7,77	5,45
Mobil	2	1,3	1,6	2,4	3,8	12,40	8,68	6,42	4,30

Nota- Tipo de Ensaio: 1 - Flexão Trapezoidal
2 - Tração-compressão de cilindros

2.1.2 MATERIAIS GRANULARES

O comportamento de materiais granulares sob carregamento repetido é comprovadamente elástico não linear. Utiliza-se o ensaio triaxial à compressão como forma de obter modelos de comportamento destes materiais. Vem-se adotando como modelo de comportamento tensão-deformação aquele que expressa o módulo resiliente (M_r) em função da tensão confinante proposto por HICKS (1970):

$M_r = K_1 \sigma_3^{(K_2)}$,

M_r - módulo resiliente

σ_3 - tensão confinante

K_1 e K_2 - constantes experimentais

Este modelo sofreu muitas críticas , porém pela simplicidade relativa de obtenção dos parâmetros continua a ser empregado.

Outro modelo também bastante usado é aquele que utiliza o primeiro invariante de tensões θ, ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), na forma:

$M_r = K_1' \theta^{(K_2')}$

Este modelo representa melhor o comportamento dos materiais granulares que apresentam influência conjunta de σ_1 e σ_3.

Os ensaios de carga repetida são feitos geralmente à tensão confinante constante, somente pulsante a tensão desvio (σ_d).

ALLEN & THOMPSON (1974) mostraram que para os materiais granulares existem diferenças entre as características resilientes determinadas sob σ_3 constante ou variável.

Quando somente o σ_d é pulsante, na maioria das vezes o carregamento é aproximadamente trapezoidal, com um tempo de aplicação de carga e intervalos entre aplicações pré-estabelecidos e constantes durante o ensaio, tentando-se uma correlação com a velocidade usual dos veículos. Não se simulam exatamente as condições de tensão "in situ", porém a interpretação conveniente do ensaio permite extrapolação dos resultados de laboratório para o campo de forma confiável. Considera-se que os materiais não têm componente viscoso, reologicamente falando, e portanto a frequência de carregamento não tem influência nos resultados de módulo.

Quando σ_3 é também pulsante pode-se aplicar o pulso em fase com σ_d ou com uma certa defasagem. Neste caso o carregamento é, quase sempre, em forma de onda senoidal.

BROWN (1974), pesquisador da Universidade de Nottinghan, tem

analisado de longa data os ensaios de carregamento cíclico através das tensões cisalhantes e normais. O tratamento dos dados dos ensaios cíclicos tem sido feito em termos das tensões[3] p e q, definindo-se um módulo cisalhante (G) e um módulo volumétrico (K). Propõe Brown utilizar o σ_3 como parâmetro normalizador das tensões p e q para britas. Em termos de módulo resiliente, apresenta o pesquisador, por exemplo, um resultado para uma brita de granito de diâmetro máximo 5 mm, bem graduada, hot = 9,5%, γ_{smax} = 1990 kg/cm^3, corpo-de-prova de 10 cm de diâmetro pr 10 cm de altura, a expressão:

$$M_r = 4200q\left[\frac{p}{q} + \frac{1}{4}\left[\frac{\sigma_3}{q}\right]\right]^{1,54},$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

No caso de materiais isotrópicos com comportamento elástico, o valor de p que reúne as tensões normais é o responsável pela variação de volume ou deformação volumétrica; o valor de q que se correlaciona com a tensão cisalhante octaédrica expressaria a deformação cisalhante. Por limitações dos equipamentos de ensaio, não se aplica toda a gama de tensões que realmente ocorrem no campo, simulando-se quase sempre somente o que ocorre sob o carregamento. Nos materiais granulares ocorrem variações de volume durante o cisalhamento, nestes solos então as deformações volumétricas e cisalhantes são funções de p e q simultaneamente.

BROWN (1975) compara o estado de tensões existente nos ensaios com σ_3 pulsante e constante, como reproduzido na Figura 2.1.

No gráfico (p,q), sendo P o ponto que representa o estado de tensões em um certo ponto da estrutura devido à carga e O a condição inicial de tensões (por exemplo, o peso próprio), tem-se três possíveis caminhos de tensões:

a - σ_1 e σ_3 pulsantes

b - σ_1 pulsante e σ_3 constante

c - σ_3 constante, porém tal que $p_{m(c)} = p_{m(a)}$

---

[3] Tensões efetivas. Os ensaios drenados são comumente usados por simularem melhor as condições de campo. No entanto, como os materiais normalmente trabalham parcialmente saturados é difícil se medir a pressão neutra/sucção e trabalhar com tensões efetivas. Os resultados são em geral expressos em termos de tensões totais, supondo-se equilíbrio e dissipação de tensões nos vazios e, consequentemente, $\sigma_t = \sigma_{ef}$

No caso b que representa a condição de ensaio mais comum a tensão p média não é a mesma que no caso a. Seria melhor, se no mínimo, se fizesse o ensaio na condição c.

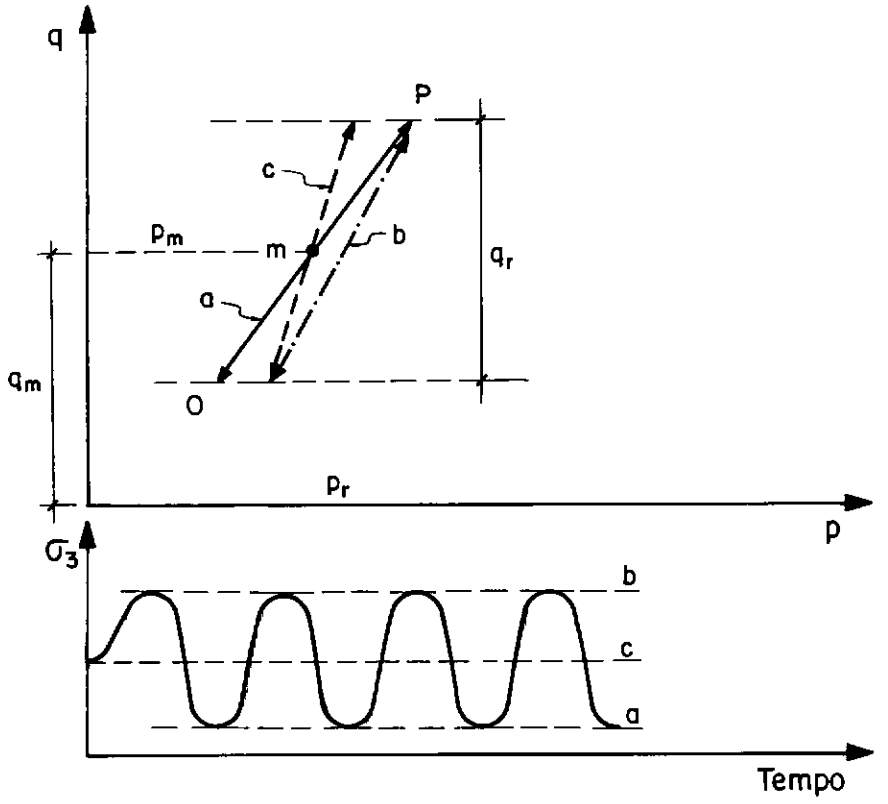


Figura 2.1 - Representação do estado de tensões para ensaio TCC e TCV BROWN (1975)

O módulo resiliente definido por $M_r = \sigma_d / \varepsilon_a$, para σ_3 constante, deve ser expresso pela lei de Hooke generalizada quando σ_3 é também pulsante, tal que:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{\varepsilon_1(\sigma_1 + \sigma_3) - 2\varepsilon_3\sigma_3}$$

Para evitar esta condição, propôs BROWN (1974) que se utilizasse para materiais com comportamento elástico não linear os módulos cisalhantes e volumétricos como alternativa ao uso do módulo resiliente, definindo:

$$K = \frac{p_r}{v_r} \qquad \text{e} \qquad G = \frac{2^{1/2}}{3}\left(\frac{q_r}{\gamma_r}\right),$$

K -módulo volumétrico

p_r-tensão normal média pulsante

v_r-deformação volumétrica pulsante

G -módulo cisalhante

q_r-tensão desvio pulsante

γ_r-deformação cisalhante pulsante

A análise do efeito de σ_3 pulsante ou constante nos ensaios dinâmicos levou à conclusão de que o coeficiente de Poisson (μ) é bastante afetado pelo modo de atuação do σ_3: esse coeficiente cresce com a tensão desvio quando σ_3 é constante e decresce quando este varia ciclicamente. Porém, analisando-se somente a deformação volumétrica resiliente v_r em relação a tensão normal p_r encontra-se uma relação única para os dois tipos de ensaio, enquanto para a deformação cisalhante, γ_r, isto ocorre quando se plotam os valores em função de q_r. O que ocorre é que, sendo σ_3 constante as deformações volumétricas são pequenas enquanto as de cisalhamento são grandes, portanto, ao se calcular o coeficiente de Poisson, aparecem valores elevados de μ.

Já o módulo resiliente não é significativamente afetado pela condição de ensaio, seja σ_3 constante ou variável, mas sim pela tensão normal média (p_m). Os resultados dos ensaios a σ_3 constante e cíclico são compatíveis quando interpretados em termos de tensão e deformação volumétrica, a menos que ocorra dilatância. BROWN (1974), no entanto, aconselha a utilização dos módulos cisalhantes e volumétricos na interpretação dos ensaios cíclicos, mesmo para σ_3 constante. O grupo de Nottinghan vem trabalhando nesta linha desde então.

STOCK & BROWN (1980) mostram a necessidade de se incluir um critério de ruptura para o modelo não linear de caracterização dos materiais granulares, já que, embora analiticamente se possa admitir módulos elevados e até módulos à tração para estes materiais, isto não ocorre na realidade. Desenvolveram um programa para o cálculo do modelo elástico não linear com incorporação de critérios de ruptura, conforme mostra a Figura 2.2. O espaço qxp foi dividido em três zonas de possíveis estados de tensões para que não houvesse redução abrupta do módulo na "ruptura". Adotaram por indicações experimentais um valor bastante baixo de módulo que representasse a situação de ruptura ($q/p \geq 2,2$) igual a 3 MPa (30 kgf/cm^2). Entre $q/p = 1$ e $q/p = 2,2$ o módulo seria interpolado entre o valor calculado pela expressão $M_r = K_1\theta^{(K_2)}$ e o módulo de ruptura. Somente para $q/p < 1$ é que o módulo seria diretamente calculado pela expressão acima.

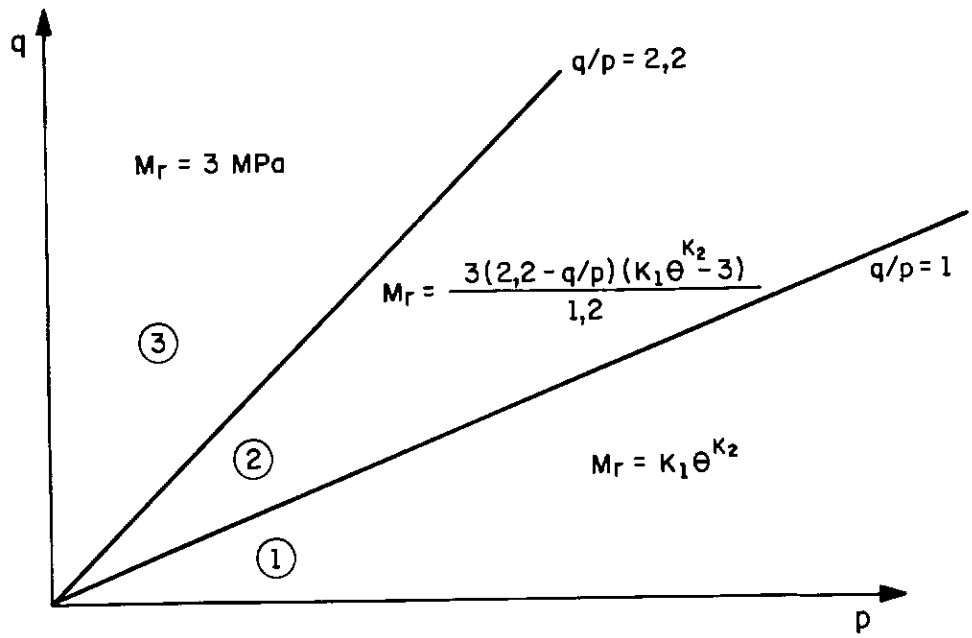


Figura 2.2 - Zoneamento do estado de tensões numa camada granular - STOCK & BROWN (1980)

No estudo referido mostrou-se que o efeito da adoção de um critério de ruptura na análise numérica é muito significativo para pavimentos com revestimentos de 5 cm ou menos, sendo menos importante para os de 20 cm de espessura. Em alguns casos o módulo da base granular chegou a ser menor que o do subleito e em todos os casos os módulos são inferiores à metade daqueles estimados sem considerar o critério de ruptura para 5 cm de revestimento. Este tratamento tem, também, uma grande influência na deformação de tração (ε_t) no revestimento. Quando não se considera o critério de ruptura, a deformação de tração decresce com o aumento da espessura da camada granular, mas, quando se adota o critério de zoneamento, o ε_t cresce.

Os autores citados concluem que é essencial incluir um critério de ruptura nos sistemas de análise não linear, e que a modelagem de bases granulares por equações não lineares é necessária especialmente para revestimentos delgados de misturas asfálticas. Viram também, que nas estruturas correntes, o módulo da base granular quase sempre é baixo porque a razão q/p cresce muito e o material se aproxima da ruptura, com consequente redução do módulo resiliente.

BROWN & PAPPIN (1981) enfatizam a necessidade de se utilizar um modelo mais complexo para expressar a relação tensão-deformação dos materiais granulares a fim de tentar minorar os efeitos da simplificação excessiva do ensaio em relação ao que ocorre no campo.

Um elemento do material granular no pavimento está sujeito às três tensões principais ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), com duas componentes cada (peso próprio e carga de roda). Porém , nos ensaios triaxiais tem-se σ_2 igual a σ_3 pela simetria axial. Para contornar esta simplificação deve-se usar os invariantes de tensões, o que descarta o modelo de Hicks ($M_r = K_1 \sigma_3^{(K_2)}$). Em geral os ensaios são feitos com σ_3 constante e σ_d cíclico entre zero e um valor de pico, o que também não corresponde exatamente ao campo. O modelo em termos de θ ($M_r = K_1 \theta^{(K_2)}$) tem sido o mais tradicionalmente usado, aplicando-se melhor a altos valores de tensões e deformações, não representando bem a região das tensões e deformações pequenas. Uma camada granular trabalha justamente nesta região de tensões. Além disso, nas duas equações a constante K_1 tem dimensão, o que não é recomendável para um modelo[4].

O tipo de ensaio convencional a σ_3 constante não permite investigar a influência do valor médio da tensão desvio nem variar a inclinação do caminho de tensões.

Para ser mais representativo, o ensaio deve ser feito à tensão confinante cíclica e permitir aplicação de tensão de extensão, o que exige um equipamento mais sofisticado do que os pneumáticos de carga repetida usuais.

A apresentação é feita em termos das deformações resilientes-cisalhante (ε_r) e volumétricas (v_r), conforme mostra a Figura 2.3. Para determinar a deformação resiliente volumétrica de um caminho de tensões subtrai-se o valor de contorno de uma extremidade ao de outro caminho.

Tem-se:

$$v_r = (p/A)^m \left[1 - B\frac{(q)}{p}\right]^n,$$

A, B, m, n - constantes do material

p, q - coordenadas do ponto de tensão considerado

No caso da deformação cisalhante, a interpretação é mais complicada visto que os resultados, (Figura 2.3a), dependem do caminho de

---

[4] Para contornar a questão dimensional pode-se usar a solução proposta por Duncan em 1980, que seria normalizar as tensões dividindo-as pela pressão atmosférica.

tensões, e não só dos extremos. O valor de contorno é dado por:

$$\varepsilon_r = \frac{Cq}{p + D} \quad , \quad C \text{ e } D \text{ constantes experimentais}$$

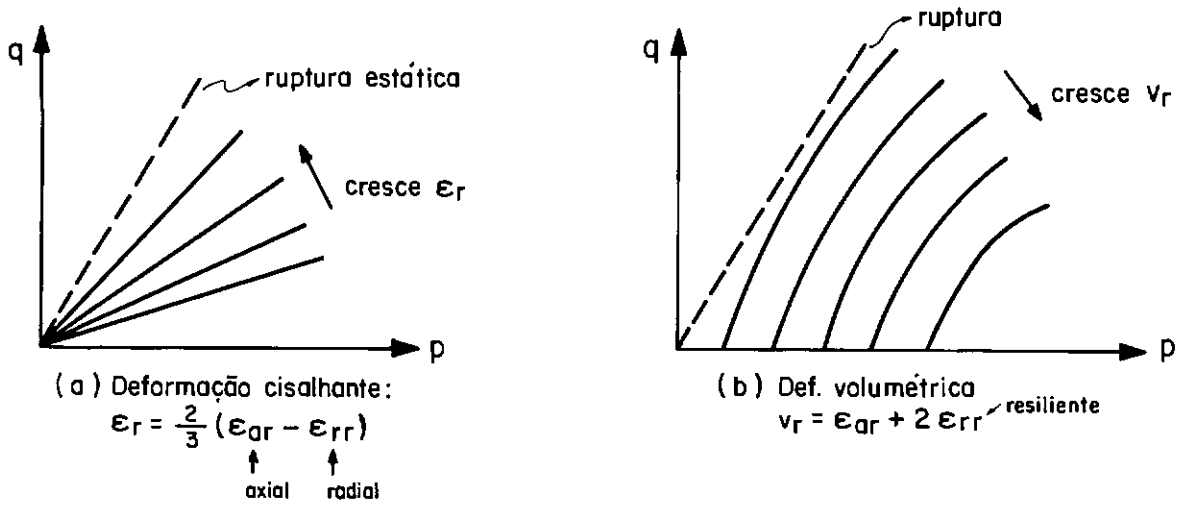


Figura 2.3 - Representação dos resultados de ensaio cíclico com σ_3 e σ_1 pulsantes (BROWN & PAPPIN (1981))

A deformação resiliente entre (p_1,q_1) e (p_2,q_2) é:

$$\varepsilon_r = C\left[q_1/(p_1 + D) - q_2/(p_2 + D)\right]\left[l_r/p_m\right], \text{ onde: } l_r = \sqrt{p_r^2 + q_r^2}$$

Os módulos dos materiais granulares, então, seriam expressos em termos de dois parâmetros:

a - Módulo volumétrico: $K = \frac{p}{v_r}$, onde v_r é calculado pela expressão dada em função das coordenadas do ponto de tensões e das constantes A, B, m e n que são próprias do material.

b - Módulo cisalhante: $G = \frac{q}{3\varepsilon_r}$, onde ε_r é definida pela expressão anterior, em função de p, q e das constantes C e D.

Os autores citados desenvolveram um programa de elementos finitos que utiliza estes modelos na análise de tensão-deformação não linear axissimétrica, módulo secante, valor inicial função do peso próprio, com tratamento incremental da carga (SENOL). Observaram melhor ajuste entre valores medidos "in situ" com os calculados no caso de deformações do que no de tensões.

PAPPIN (1979) aplicou este modelo para uma brita calcária bem

graduada típica da Inglaterra, com ϕ_{max} = 38 mm. O material foi ensaiado seco e depois saturado, concluindo-se que o comportamento seco é representativo da condição parcialmente saturada ou saturada, desde que se trabalhe com tensões efetivas. O equipamento era capaz de aplicar tensões radiais e axiais pulsantes, de compressão e de extensão.

Para o material seco, somente com caminhos de tensão de compressão, pode-se estabelecer as seguintes expressões:

a - Deformação volumétrica: $v_r = 190p^{0,33}\left[1 - 0,08\left(\frac{p}{q}\right)^2\right]$, onde v_r é o valor de contorno em ($\mu\varepsilon$)

b - Módulo volumétrico ("bulk"): $K = p\frac{(k/p)^{0,33}}{\{1 - 0,08(q/p)\}^2}$

onde k é dado por: $k = 1,9x10^{11}$(KPa)

c - Deformação cisalhante normalizada: $\varepsilon_n = \left(\frac{q}{p + 13}\right)$ ($\mu\varepsilon$)

d - Deformação cisalhante resiliente:

$$\varepsilon_r = 240\left(\frac{q_2}{p_2 + 13} - \frac{q_1}{p_1 + 13}\right)\left[\frac{(p_r^2 + q_r^2)^{1/2}}{pm}\right]^{0,4}$$

A deformação cisalhante é dependente do caminho de tensões e apresenta também uma histerese significativa em cada ciclo de carga.

Para ensaios de extensão ($\sigma_{rad} > \sigma_{axial}$) a resposta resiliente é diferente daquela obtida sob compressão. Fez-se um tratamento especial para utilizar o critério de Mohr-Coulomb de ruptura e interpretar os ensaios com caminhos de tensões de tração. Para o mesmo material saturado, foram feitas medidas de pressão neutra e de variação de volume para utilizar o princípio das pressões efetivas, e estimar o valor B de medida de saturação. A observação de que para o tipo de material ensaiado o valor B reduz-se rapidamente se a amostra não estiver totalmente saturada levou o autor a concluir que para graus de saturação menores que 0,8 a deformação resiliente é muito semelhante a do material seco e que nenhuma poropressão resiliente se desenvolverá. Também, a medida da deformação volumétrica através de transdutor de deslocamento de mercúrio, mostrou ser muito maior que a calculada através das deformações axial e radial. A poropressão será diferente quando o ensaio tem σ_3 constante ou pulsante. Para os solos parcialmente saturados aplicou-se uma pressão de ar de 28 KPa como sendo um valor representativo da sucção no topo dos subleitos no verão ingles. A ruptura estática se deu para um σ_3 igual a 96 KPa. A frequência de ensaio (0,1 a 10 Hz) não influiu e portanto todos os ensaios foram feitos a 1 Hz.

Este trabalho cita, também, a busca de um modelo teórico para

o comportamento resiliente dos materiais granulares que permitisse generalizar a relação tensão-deformação destes materiais. A melhor solução parece ser o modelo sugerido por Zytynski em 1976, o qual consiste de uma série de molas e blocos que tem uma rigidez da forma:

$$S_T = \frac{bF^m}{S_c|T - Tm| + F}$$

$S_c = aF^n$, onde a, b, c, m, n são constantes; F é força normal e T é força cisalhante.

SHAW (1980) ressalta a necessidade de se conhecer bem a relação tensão *versus* deformação dos materiais para bem interpretar o comportamento do pavimento como estrutura. Quanto maior a contribuição estrutural da camada da base granular mais importante é levar em conta as propriedades não lineares deste material. O autor propôs três tipos de ensaios para tentar simular melhor o estado de tensões atuante numa camada de pavimento. Utilizou os ensaios: triaxial dinâmico com tensão confinante constante (TCC) e com tensão confinante variável (TCV), cisalhamento biaxial de corpo-de-prova cúbico (100 mm de aresta) com $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ e cisalhamento direto (140x210x30 mm) com rotação dos eixos principais.

O pavimento rodoviário e o lastro de ferrovia estão sujeitos a tensões verticais e radiais pulsantes e tensões cisalhantes reversíveis. Existem variações nas tensões principais e rotação de eixos principais. Num ensaio triaxial somente se reproduzem as tensões principais correspondentes à carga sobre o ponto considerado, sem reproduzir a rotação dos eixos, além de se ter $\sigma_2 = \sigma_3$. No entanto, é o ensaio mais utilizado para a determinação do comportamento tensão-deformação dos solos e que apresenta bons resultados, apesar de tudo.

SHAW (1980) ensaiou a mesma brita calcaria da tese de PAPPIN (1979), porém separando uma fração uniforme de diâmetro de 3 mm, nos três tipos de equipamento e concluiu que os resultados obtidos no triaxial são os que permitem reproduzir melhor as deformações medidas no campo. No ensaio estático obteve-se o ângulo de atrito de $51,3^0$ e a relação q/p de ruptura igual a 2,1 na compressão e 1,47 na tração. Nos ensaios dinâmicos foram empregados σ_3 de 0 até 400 KPa e σ_d de 0 até 1200 KPa. Os resultados dos ensaios foram analisados empregando-se o modelo K - G proposto por Pappin e o modelo K - θ de Hicks.

O modelo K - G é obtido como se segue. Para os caminhos de tensões mostrados na Figura 2.4, pode-se representar as deformações volumétricas conforme se mostra na Figura 2.5.

Se, por exemplo, um caminho de tensões for de um ponto do contorno de 800$\mu\varepsilon$ a um ponto de 1000$\mu\varepsilon$, ocorrerá uma deformação volumétrica resiliente de 200$\mu\varepsilon$. Porém, se um caminho de tensões começar e terminar no mesmo contorno, nenhuma mudança de volume ocorrerá. Através da expressão matemática destas curvas de contorno, pode-se definir uma equação matemática da forma:

$$V_c = \left(\frac{P}{A}\right)^{1/2}\left[1 - B\left(\frac{q}{p}\right)^c\right]$$

V_c - valor de contorno da deformação volumétrica

A, B, c constantes do ensaio

Para a brita ensaiada por Shaw, A = $1,23 \times 10^8$KPa, B = 0,033, c = 3,5.

Admitindo-se que o caminho de tensões move-se da tensão (p_1, q_1) para (p_2, q_2), a deformação volumétrica resiliente será, para este modelo:

$$V_r = \left(\frac{1}{A}\right)^{1/2}\left\{p_2^{1/2}\left[1 - B\left(\frac{q_2}{p_2}\right)^c\right] - p_1^{1/2}\left[1 - B\left(\frac{q_1}{p_1}\right)^c\right]\right\}$$

Já a interpretação das deformações cisalhantes se complica um pouco visto que estas dependem não só do caminho de tensões como também do comprimento deste caminho, $l_r = (p_r^2 + q_r^2)^{1/2}$. Plotando-se os resultados do ensaio, conforme indicado na Figura 2.6 obtem-se uma família de retas convergentes que pode ser expressa pela equação:

$$\varepsilon_r = D\left[\frac{q_2}{p_2 + E} - \frac{q_1}{p_1 + E}\right]\left[\frac{(p_r^2 + q_r^2)^{1/2}}{pm}\right]^n$$

Para o material ensaiado por Shaw D = $5,5 \times 10^{-4}$, E = 130 KPa.

Para o mesmo material, utilizando o modelo K - θ, Shaw obteve a equação seguinte para o material uniforme: $M_r = 19454\ \theta^{1/2}$ (KPa) enquanto para o mesmo tipo de material porém com granulometria bem graduada obteve-se: $M_r = 8634\ \theta^{0,69}$(KPa) O coeficiente de Poisson medido em ambos os casos foi 0,32.

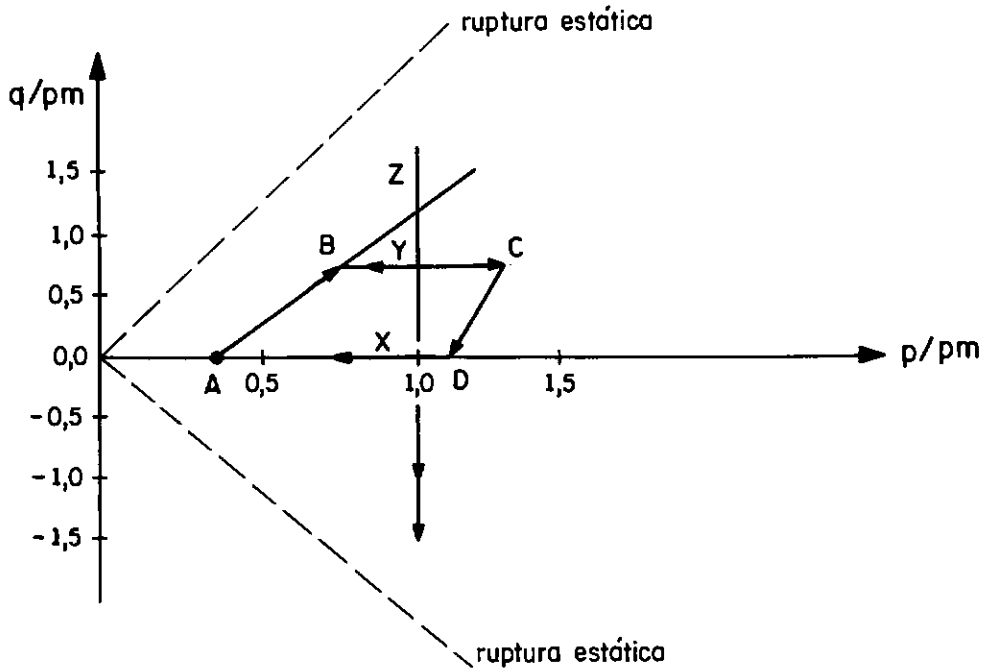


Figura 2.4 - Caminhos de tensões utilizados por Shaw (1980) nos ensaios de uma brita.

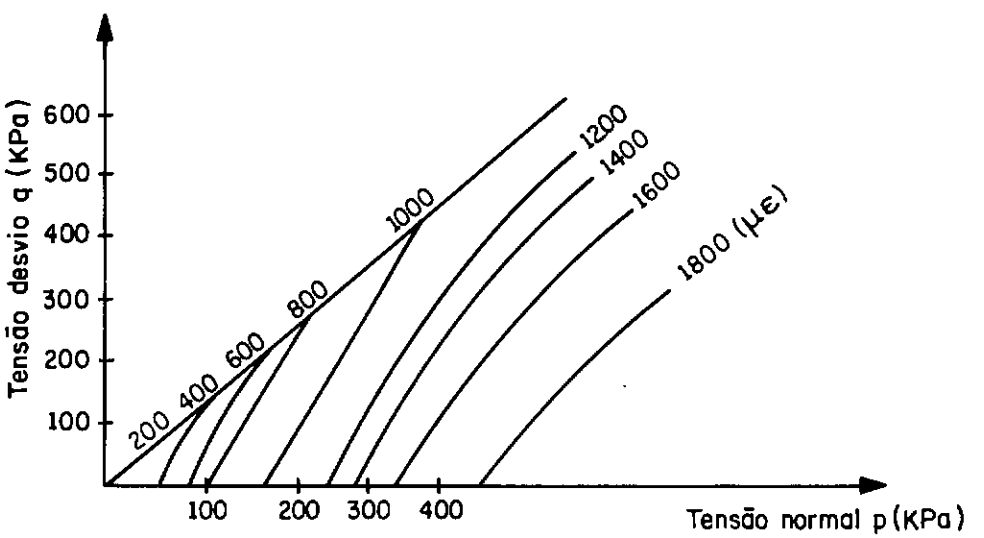


Figura 2.5 - Resultados dos ensaios de Shaw (1980) para deformações volumétricas.

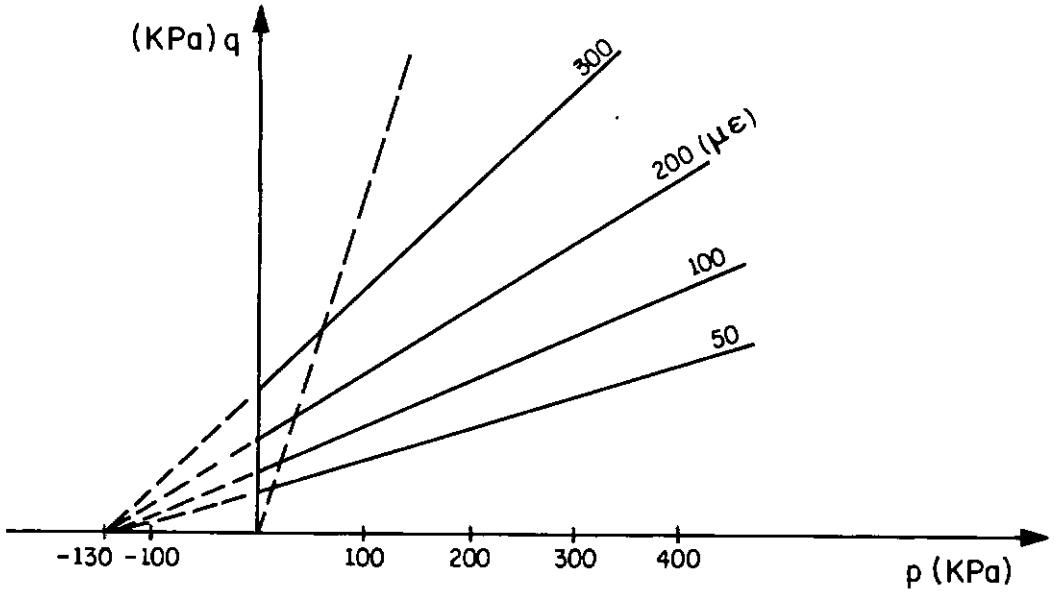


Figura 2.6 - Resultados dos ensaios de SHAW (1980) para deformações cisalhantes.

A deformação cisalhante é duas vezes maior no material uniforme que no material graduado, talvez pelo índice de vazios muito maior no primeiro (0,68) que no segundo (0,19). Calculando-se o estado de tensões e deformações com o uso do programa SENOL e os módulos secantes obtidos através dos modelos K - G e K - θ, para algumas estruturas típicas, Shaw pode notar pequena diferença nos valores calculados. O uso de K - θ tende a subestimar a deformação de tração na base da camada asfáltica, porém se compara bem para deformação vertical no subleito e deslocamento total vertical da estrutura. Porém o uso do modelo K - θ leva a que vários elementos da malha atinjam a ruptura (q/p > 2,2) indicando tração na base, o que não ocorre na prática. Para sanar este problema há necessidade então de se utilizar ajustes tipo modelos de ruptura para predizer corretamente tensões nas camadas granulares. Isto sugere que o modelo K - θ é demasiadamente simplificado para que possa caracterizar bem o material granular.

Quando Shaw utilizou o modelo K - G não surgiram tensões de

tração na base porque este tem maior acurácia na predição da deformação volumétrica resiliente. Shaw conclui então que o modelo $K - \theta$ é adequado para previsão da deformação total da estrutura, porém é limitado na previsão das tensões na camada granular bem como para deformação permanente. Ocorre que o ensaio feito para calcular o modelo $K - \theta$ em geral é de TCC e não explora então todos os possíveis caminhos de tensões. Tanto o material graduado quanto o uniforme exibem dilatância ou pequena variação de volume, sendo necessário se medir sempre deformações radial e axial.

PAPPIN & BROWN (1980) reproduzem os resultados da referência anterior ressaltando a diferença de comportamento entre as deformações volumétrica e cisalhante, em relação aos caminhos de tensões, sendo a deformação volumétrica função, somente, dos valores inicial e final do estado de tensões enquanto que a cisalhante depende também do comprimento do caminho de tensões e deve ser normalizado. Esta diferença de comportamento não foi explicada.

BOYCE (1980) discute a interpretação da não linearidade no comportamento dos solos granulares. A explicação estaria no fenômeno da dilatância (variação de volume causada pela tensão cisalhante) que ocorreria, também, durante o comportamento elástico sob cargas repetidas e não só durante a deformação plástica conforme propôs ROWE (1962) em função do atrito entre partículas. Quando os materiais granulares são sujeitos a um estado de tensões afastado da ruptura, a deformação permanente diminui a cada repetição de carga e, sob condições drenadas, o comportamento é quase que inteiramente resiliente. Para incrementos relativamente pequenos de tensão, a deformação resiliente é elástica, ou seja, a energia gasta em cada aplicação de carga é completamente recuperada no descarregamento. Contudo, para grandes incrementos de tensão comumente usados nos ensaios de carga repetida, pode existir considerável histerese entre o carregamento e o descarregamento, indicando que a deformação resiliente (recuperável) não é inteiramente elástica (alguma energia é absorvida durante cada ciclo de carga). A origem da não linearidade no comportamento tensão-deformação dos materiais granulares não está ligado a esta histerese. Segundo o autor a explicação estaria na deformação das partículas ao redor dos pontos de contato, descartando as outras duas possibilidades de processo de deformação que seriam o deslizamento entre partículas nos pontos de contato e a quebra de partículas. Quando se considera a solicitação a baixos níveis de tensão e a deformação elástica, a quebra de partículas

fica eliminada por ser irreversível (deformação irrecuperável). O deslizamento entre partículas pode, também, ser eliminado porque pode ser parte irreversível e mesmo tendo partes reversíveis, consumiria alguma energia no atrito. Durante o carregamento cíclico, podem ocorrer alguns destes deslizamentos entre partículas, que, em parte, serão revertidos pela redução da tensão em cada ciclo. Por isso, a deformação resiliente observada durante o carregamento repetido pode ser maior do que a deformação calculada através de algum modelo puramente elástico.

Considerando, então, como causa da deformação elástica essencialmente a deformação das partículas, esta deformação pode ser estimada através da modelização do solo granular como um arranjo de esferas em contato. Pela teoria, o deslocamento relativo Y de duas esferas em contato, sob uma força normal, P, é dado por:

$$Y = Y_1 P^{2/3}$$

Y_1 = f(raio, propriedades elásticas das esferas)

A rigidez do contato é dada por:

$$\frac{\partial P}{\partial Y} = 1{,}5 \frac{P^{1/3}}{Y_1}$$

A rigidez de um arranjo de esferas será dada por uma matriz, cujos componentes (C_{ij}) seriam:

$$C_{ij} = G_{ij} P^{(i-n)}$$

P - pressão normal

n - coeficiente constante (= 2/3)

G_{ij} - função de Y_1 e da orientação do arranjo de esferas

Para materiais granulares que têm arranjos irregulares de partículas de vários tamanhos, foram testadas expressões semelhantes em ensaios de ressonância obtendo-se para n uma faixa de valores entre 0,2 e 0,6.

O modelo proposto por BOYCE (1980) para representar o comportamento elástico não linear dos solos granulares leva em conta esta dilatância elástica que é consequência da rigidez de contato entre as partículas. As expressões finais, para os módulos volumétrico e cisalhante, do modelo proposto são:

$$K = \frac{K_1 p^{(1-n)}}{1 - \beta(q/p)^2}$$

$$G = G_1 p^{(1-n)}$$

$$\beta = (1 - n)(K_1/6G_1)$$

n, K_1 e G_1 - constantes experimentais

Define-se também um fator:

$$D_T = \left[2\beta\frac{q}{p}\right]\left[K_1 p^{(1-n)}\right]^{-1}$$

que expressa a dilatância, e que varia com a razão de tensões, explicando os altos valores de coeficiente de Poisson encontrados em ensaios triaxiais de carga repetida.

Aliás, a mesma referência discute a validade de se utilizar o termo "coeficiente de Poisson" para descrever o comportamento não linear de um material, especialmente granular que apresenta dilatância. O valor do coeficiente de Poisson depende do tipo de ensaio, a pressão confinante constante ou variável, e do nível de tensões (ALLEN & THOMPSON 1974). O valor do coeficiente de Poisson calculado pelo modelo G - K também é dependente da razão σ_1/σ_3. Valores maiores que 0,5 são justificados pela dilatância recuperável que ocorre quando a tensão-desvio cresce, e também pela anisotropia resultante da preparação do corpo-de-prova. O ensaio com tensão confinante cíclica em fase com a tensão desvio dá uma redução no valor calculado do coeficiente de Poisson.

Portanto, BOYCE (1980) conclui que o comportamento resiliente de materiais granulares sob carga repetida quando modelados por equações do tipo elástico não linear está em concordância com modelos teóricos de rigidez proporcional à tensão normal (primeiro invariante ou octaédrica), segundo uma potência menor que 1. A não linearidade provém da deformação da partícula em redor dos pontos de contato. Ocorre por isso dilatância elástica recuperável sob carga repetida, ou seja, existe uma deformação volumétrica recuperável sob tensão-desvio repetida.

BROWN E PAPPIN (1985) apresentam um estudo paramétrico envolvendo 56 estruturas diferentes com dois materiais granulares, estudadas através da aplicação de um programa de elementos finitos (SENOL) que emprega a modelagem K - G para representar o comportamento destes materiais. A idéia é que se deva usar estes programas mais elaborados e os modelos mais completos para "calibrar" os programas

elástico-lineares mais simples. Ou seja, é preciso ter critérios que permitam escolher parâmetros de projeto, principalmente quanto a módulos de camadas granulares, com base em resultados de análise não lineares detalhadas. Foram analisadas estruturas de três camadas com as características abaixo:

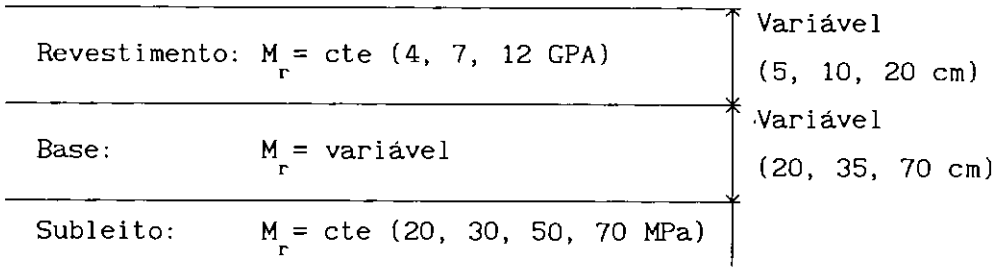


Figura 2.7 - Estruturas de pavimentos analisadas por BROWN E PAPPIN (1985).

Para os módulos da base foram adotados dois modelos:

a - $M_r = K_1 \theta^{(K_2)}$, com $\begin{cases} K_1 = 8634\ KP_a \text{ e } K_2 = 0,69 \\ K_1 = 19454\ KP_a \text{ e } K_2 = 0,50 \end{cases}$

b - Modelo de contorno G - K - parâmetros dados em BROWN & PAPPIN (1981).

Muitas das combinações de espessura e parâmetros não convergiram, apresentando muitos elementos na ruptura.

Utilizam-se os critérios de ajuste de zoneamento proposto em STOCK & BROWN (1980), Figura 2.2, para corrigir o valor do módulo e, também, o surgimemto de tração nos elementos da camada granular. A maioria dos casos apresentou mecanismo de ruptura do tipo de fadiga do revestimento.

O programa SENOL calcula o módulo e o coeficiente de Poisson variáveis em função do estado de tensão-deformação para cada elemento o que permite fazer algumas observações. Por exemplo, para obter o módulo equivalente (M_{eq}) elástico linear da camada granular selecionam-se somente as estruturas com razões $q/p < 1,8$ e escolhe-se o valor do módulo correspondente ao raio de 350 mm em relação ao centro da carga. Observou-se uma razão modular entre os módulos da base e do subleito na faixa de 1,5 a 7,5, com os maiores valores correspondendo aos subleitos mais fracos. Para o modelo definido por $M_r = 8634\ \theta^{0,69}$ o módulo equivalente ficou entre 60 e 125 MPa, muito menor que o módulo do

revestimento. Adotou-se um módulo médio de 100 MPa para representar este material nos programas elásticos lineares. Para o modelo $M_r = 19454\ \theta^{0,5}$ os valores de M_{eq} ficaram entre 35 e 50 MPa e foi adotado um valor médio de 40 MPa. Em todos os casos o coeficiente de Poisson variou entre 0,3 e 0,4. A comparação entre a solução não linear e a linear foi através dos parâmetros de deflexão no raio igual a 350 mm e deformação de tração no revestimento. A comparação (Figura 2.8) foi boa entre os resultados dos programas SENOL e BISTRO (elástico linear) para os dois parâmetros críticos escolhidos, porém a condição geral de tensões na estrutura é bastante diferente aparecendo tensões de tração na base quando o modelo é elástico linear.

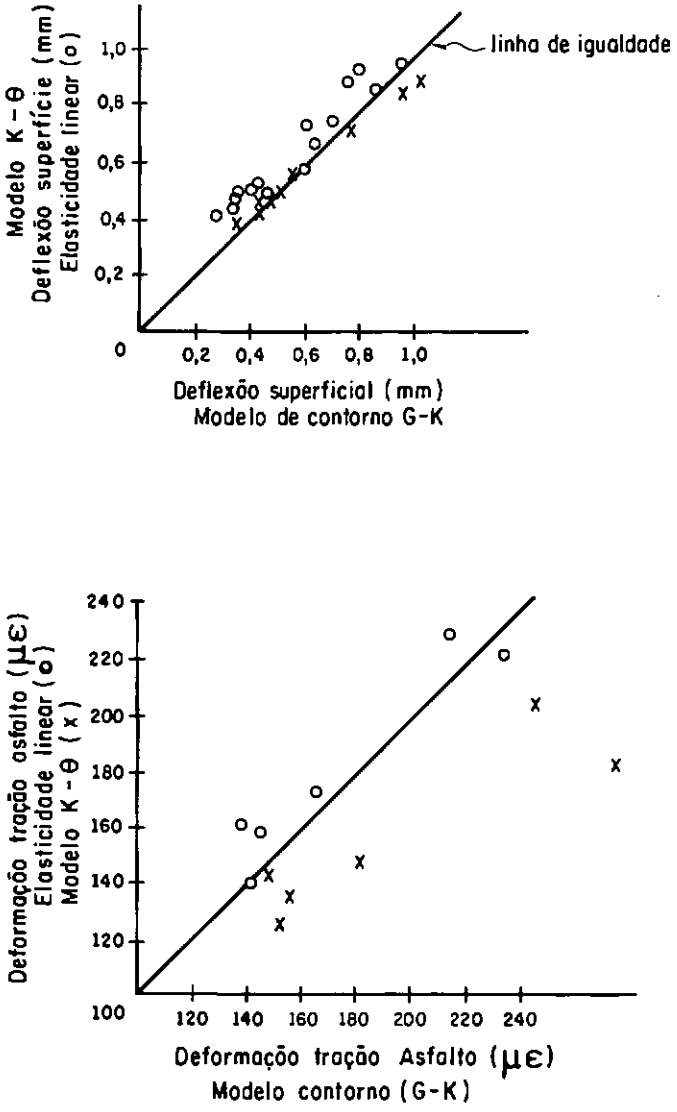


Figura 2.8 - Comparação dos resultados de cálculo com programa SENOL (modelo K-θ e K-G) e BISTRO (Brown e Pappin, 1985).

Enquanto com o uso do programa SENOL (elástico não linear) a razão q/p ficou entre 0,8 e 2,1 < 2,2 (o que indica ruptura do elemento), pelo programa BISTRO obteve-se valores muito superiores a 2,2 (1,14 < q/p < 17,5). Portanto, estudar tensões com teoria elástica linear para o material granular não é aconselhável. A comparação entre a utilização dos modelos K - θ e K - G levou a conclusão de que as deflexões calculadas com s dois tipos de modelos se comparam. No entanto, o modelo K - θ subestima a deformação de tração em relação ao modelo K - G e também à solução elástica linear (M_B= constante). Concluem os autores que o ideal é usar o modelo de contorno K - G e o programa SENOL para avaliar o comportamento estrutural de uma camada granular e assim obter módulos equivalentes para utilização em programas elásticos lineares.

Desde que se utilize um processo destes para se obter o M_{eq}, um programa para cálculo com um modelo elástico linear pode determinar com acurácia aceitável a deflexão e a ε_t de uma estrutura. Porém o conceito de razão modular fixa entre subleito e base não é apropriado para prever este módulo equivalente. O modelo K - θ utilizado em programas de elementos finitos também estima bem a deflexão, e em menor grau a ε_t, porém o estado de tensões geral da camada granular não é bem modelado nesta condição.

PAUTE (1983) discute os modelos K - θ e K - G e também os tipos de ensaio a tensão confinante constante (TCC) ou variável (TCV). Utiliza o modelo K - θ para TCC e o modelo K - G para o ensaio TCV. Mostra as equações anteriormente comentadas de BOYCE (1980) e BROWN & PAPPIN (1985) concluindo que as expressões de um e de outro são idênticas para a deformação volumétrica mas diferem para a cisalhante, sendo que as expressões apresentadas por BOYCE (1980) satisfazem o teorema da reciprocidade aplicável à elasticidade ($\partial\varepsilon_v/\partial q = \partial\varepsilon_q/\partial p$). Cita, este trabalho, resultados numéricos de ensaios utilizando os dois tipos de modelos. Discute a não linearidade e variação de comportamento dos materiais granulares sob carregamento repetido, mostrando curvas de tensão-deformação para diversos números de aplicação de carga, mostrando a histerese entre carregamento e descarregamento que representa uma energia dissipada ao longo de cada ciclo. Existe também uma diminuição da deformação permanente/resiliente com o número de ciclos, um certo enrijecimento do corpo-de-prova à medida que N aumenta. Comenta também que a deformação recuperável de britas é relativamente independente da frequência de carregamento. No caso, o equipamento descrito permitiu o

ensaio de TCV à frequência de 0,2 Hz.

UZAN (1985) faz críticas aos dois modelos de comportamento para britas e solos granulares (K - θ e K - G). Segundo este autor o modelo $M_r = f(\theta)$ não descreve bem o comportamento dos materiais na faixa de tensões baixas e até quando se desenvolvem tensões de tração. Este modelo entretanto substitui com vantagem o modelo $M_r = f(\sigma_3)$.

MAY & WITCZAK (1981) mostram que a equação $M_r = f(\theta)$ despreza o efeito da deformação cisalhante, e por isso não reproduz bem o comportamento do material granular, propondo então um modelo do tipo $M_r = f(\varepsilon_a)K_1\theta^{(K_2)}$. UZAM (1985) mostra que a equação só função de θ não reproduz bem os resultados do ensaio. Portanto, seguindo a proposta de MAY & WITCZAK (1981) propõe dois modelos:

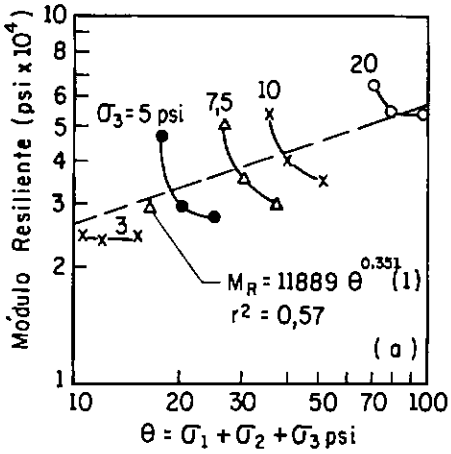
$$a - M_r = \varepsilon_a^{(K_a)} K_1 \theta^{(K_2)}, \text{para } \varepsilon_a > 10^{-5} \quad (a)$$

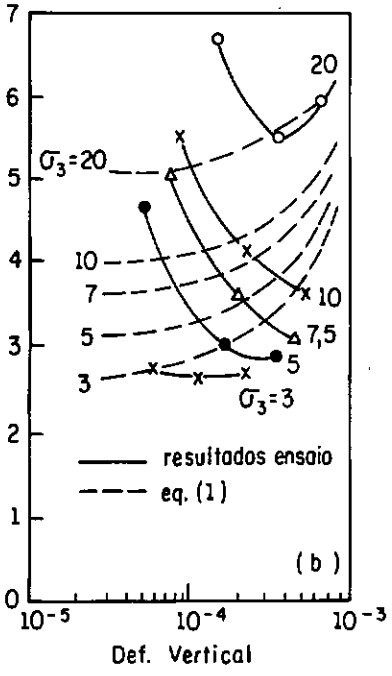
$$b - M_r = \sigma_d^{(K_3)} K_1 \theta^{(K_2)}, \text{para } \sigma_d > 0,1\sigma_3 \quad (b)$$

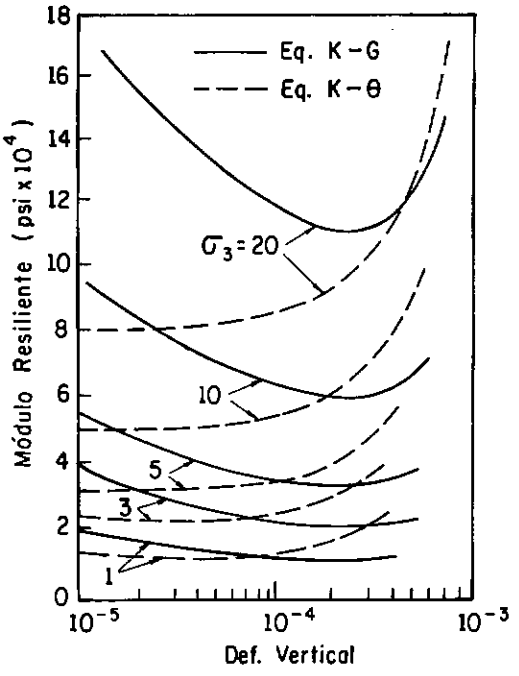
Estas equações produzem boas comparações entre valores preditos e medidos, e também se comparam bem com os valores estimados pelo modelo K - G como mostra a Figura 2.9. Uzam acredita que o segundo modelo parece apresentar o melhor resultado na estimativa do estado de tensões no pavimento. No entanto, o que seu trabalho introduz de mais novo na análise é a proposta de se considerar as tensões residuais provenientes da compactação no campo. O material granular tem que ser muito compactado para resistir à ruptura por cisalhamento e à deformação permanente. Porém o efeito da compactaçào cria uma história de tensões no material que influi no seu comportamento não linear. A hipótese levantada é a de que a caracterização dos materiais granulares em laboratório é deficiente, porém o erro é maior na avaliação das tensões iniciais que atuam no pavimento novo e que não são nulas, mas residuais ("pré adensamento") devido à compactação. Propõe um método para estimar estas tensões residuais, partindo de análises feitas para prever pressões laterais de solo contra paredes de contenção considerando:

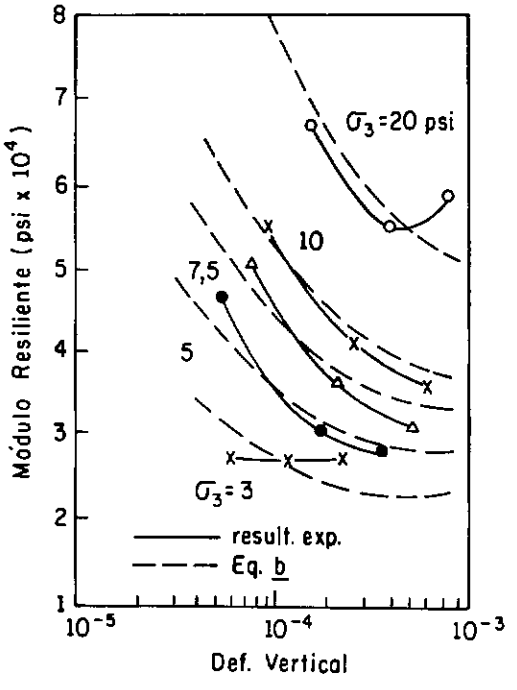
a - teoria clássica de empuxo passivo e ativo;

b - sob carregamento, a tensão vertical cresce e a horizontal permanece inalterada até que o equilíbrio limite seja alcançado, então ambas as tensões crescem de acordo com o limite correspondente ao caso de estado ativo ($\sigma_h = K_a \sigma_v$, onde K_a é o coeficiente de empuxo ativo);









$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_d}{M_R} = \frac{[(\theta - 3\sigma_3)]}{M_R}$$

$$\varepsilon_a = \left\{ \left[\left(\frac{M_R}{K_1} \right)^{1/K_2} - 3\sigma_3 \right] / M_R \right\}$$

Figura 2.9 - Comparação entre valores medidos e calculados pelos modelos K-G e K-θ (Uzan, 1985) e eq. b.

c - sob descarregamento, a tensão vertical decresce e a horizontal permanece inalterada até que o equilíbrio limite seja alcançado e, então, ambas as tensões decrescem de acordo com o estado passivo ($\sigma_h = K_p \sigma_v$). O estado final corresponde a σ_v se igualando ao peso próprio;

d - a tensão vertical sob o rolo compactador é determinada usando-se a teoria de Boussinesq.

A tensão residual depende das propriedades do material e da carga de compactação. Para materiais granulares a envoltória do caso passivo intercepta a linha de peso próprio mostrando baixas tensões horizontais em relação a um material coesivo. Portanto para desenvolver tensões residuais significativas deve-se aplicar uma carga suficiente para desenvolver o estado ativo. Sugere o autor a utilização dos modelos com a consideração das tensões residuais de 2 psi (0,14 Kgf/cm^2 ≅ 14 KPa).

Para uma estrutura convencional de base e subbase granulares, e dois valores de módulo (constante) do subleito, UZAN (1985) concluiu:

a - M_r cresce com o aumento de $\sigma_{residual}$;

b - M_r calculado com a equação $M_r = K_1 \theta^{(K_2)}$ sem $\sigma_{residual}$ parece corresponder à tensão residual de 2 psi na subbase e 3 psi na base;

c - a distribuição do módulo radialmente, no meio da camada de base e subbase são diferentes quando se usa o modelo $M_r = K_1 \theta^{(K_2)}$ ou o modelo $M_r = \sigma_d^{(K_3)} K_1 \theta^{(K_2)}$. Para o primeiro o módulo é sempre mais alto sob a carga do que fora; para o segundo o módulo às vezes é mais alto outras mais baixo dependendo do módulo do subleito. O módulo varia com a distância radial.

Conclui UZAM (1985) dizendo que a análise utilizando a equação $M_r = f(\theta, \sigma_d)$ é a que parece estar mais de acordo com observações experimentais, quando se utiliza a hipótese de tensão induzida pela compactação. Porém, mais pesquisas são necessárias para melhor compreensão das propriedades do material granular.

PÉREZ-ESPINOSA (1987) aplicou estas equações no estudo de uma brita na COPPE.

A favor do modelo K - θ está a facilidade de obtenção e utilização e a concordância aceitável entre valores calculados e medidos de parâmetros, tal como a deflexão de campo, utilizando-se programas de cálculo de tensão-deformação de sistemas em camadas.

BARKSDALE (1984) apresenta o resultado de doze seções de pavimento em escala natural, construídas em laboratório, instrumentadas e ensaiadas até a ruptura, em condições ambientais controladas, sob a ação de uma carga uniforme circular móvel de 29 KN (2,9 t). As seções de brita graduada, em número de 5, de duas diferentes espessuras e três granulometrias, deram bons resultados. A análise foi feita considerando $M_r = 4154\ \theta^{0,55}$ (psi) para a base, e $M_r = f(\sigma_d)$ para o subleito. Mediram-se tensões, deformações e deflexão, respectivamente com células de carga, sensores de deformação Bison e transdutores tipo LVDT. Constatou-se que quando a espessura da base passou de 8 para 12 polegadas (20 para 30 cm) a vida de fadiga cresceu de um fator 3. No entanto, maiores acréscimos da base, provavelmente decresce este benefício, segundo estudos teóricos não testados experimentalmente. Aumentando-se a espessura da base diminui a deformação permanente do subleito, porém, a velocidade de decréscimo cai muito, acima de certa espessura de base.

RADA & WITCZAK (1981) propuzeram-se a estudar uma correlação típica entre os valores de M_r para vários materiais granulares, desenvolver um levantamento de fatores que afetam o M_r, determinar equações de previsão de módulo e possíveis correlações com o CBR. Analisaram 271 resultados de ensaios, próprios e de literatura, todos baseados no modelo K - θ ($M_r = K_1\theta^{(K_2)}$) para os materiais granulares.

Conclui-se que existe uma correlação entre K_1 e K_2, a partir dos valores apresentados nas Tabelas 2.2 e 2.3 onde foram agrupados qualitativamente os 271 ensaios em 6 categorias de solo.

A grande faixa de variação das britas, por exemplo, ($1700 < K_1 < 57000$) mostra como fica difícil a escolha de parâmetros para projeto. À medida que K_1 cresce, K_2 decresce, e consequentemente diminui a não linearidade, ou por outra, geralmente quanto maior a resistência do material, mais linear o comportamento.

As condições de carregamento outras que não o estado de tensões atuante tem pouco efeito no valor do módulo para materiais granulares: frequência e duração de carga, número de repetições e sequência de carregamento dentro de limites habituais dos ensaios não influem no valor do módulo. Por isso ensaios de diferentes laboratórios puderam ser comparados.

Quanto aos fatores físicos intrínsecos do material que influem no valor do módulo, citam os autores o grau de saturação (S) como o mais importante. Parece existir um valor crítico de S acima do qual a

deterioração do material granular é grande sob cargas repetidas (S = 80 a 85 %). Indicam uma redução no K_1 com aumento do grau de saturação: por exemplo, queda de K_1 de 30000 psi no estado seco para 1000 na saturação. Já o parâmetro K_2 não mostra uma tendência consistente para todas as classes de materiais em relação a S, ora decrescendo, ora crescendo e ainda às vezes permanecendo constante, mas as variações quando existem são de pequena monta. Em grau de importância, segue-a o efeito da densidade ou porcentagem de compactação sobre o M_r para os materiais granulares. Mostra-se que o M_r cresce quando cresce a densidade, sendo que aumentando-se a energia de compactação aumenta-se significativamente K_1 mas K_2 permanece, praticamente, inalterado. A granulometria parece não ter muita influência desde que % pass 200 < 16%. Modelos de previsão do módulo em função destes parâmetros foram estabelecidos, conforme se vê na Tabela 2.4. Por fim, Rada e Witczak tentaram obter uma correlação entre o módulo resiliente e o valor CBR, propondo uma correlação do tipo:

$$M_r = (490\log(\theta) - 243)CBR$$

Admitem os autores que θ = 10 psi (70 KPa) é representativo para sub-bases e $20 \leq \theta \leq 40$ psi (140 a 280 KPa) para bases o que leva a valores de F bem diferentes daquele proposto pela correlação bem conhecida de M_r = 1500 CBR devida a Heukelom e Foster (o valor médio de F para 10 psi foi 248 e para 100 psi, F = 738).

FIGUEROA & THOMPSON (1980) desenvolveram um método simplificado de dimensionamento considerando a resposta dos materiais granulares comumente empregados como base expressa pela relação: $M_r = 9000\theta^{0,33}$ (psi).

MONTALVO, BELL e WILSON (1984) além do ensaio triaxial de carga repetida propuseram utilizar o ensaio de compressão diametral também para solos. Ensaiaram um solo tipo A - 1 - b e determinaram que em ambos os tipos de ensaio o comportamento resiliente é função de θ.

CARMICHAEL & STUART (1985) obtiveram um modelo de regressão para predizer o Módulo resiliente $f(\theta)$ de solos granulares em função de características facilmente determináveis:

$$\log(M_r) = 0,523 - 0,252\omega + 0,544\log(\theta) + 0,173(SM) + 0,197(GR)$$

ω - umidade (%); $\theta - \sigma_d + 3\sigma_3$ (psi);

SM = 1 para solos SM e 0 para outros solos S e G;

GR - 1 para solos GR, GM, GW, GC ou GP e 0 para outros solos.

Tabela 2.2 - Resumo dos valores de K_1 e K_2 para as classes de solos granulares. (Rada e Witczak - 1981)

Classe	Nº Pontos	K_1 (psi)			K_2		
		Média	Desvio	Faixa	Média	Desvio	Faixa
(1) areia siltosa	8	1620	780	710 a 3830	0,62	0,13	0,36 a 0,80
(2) pedregulho arenoso	37	4480	4300	860 a 12840	0,53	0,17	0,24 a 0,80
(3) mistura agregado-areia	78	4350	2630	1880 a 11070	0,59	0,13	0,23 a 0,82
(4) pedra britada	115	7210	7490	1705 a 56670	0,45	0,23	-0,16 a 0,86
(5) pedra calcário	13	14030	10240	5700 a 83860	0,40	0,11	0,00 a 0,54
(6) escória ("slag")	20	24250	19910	9300 a 92360	0,37	0,13	0,00 a 0,52
Todos os dados	271	9240	11225	710 a 92360	0,52	0,17	-0,16 a 0,86

Tabela 2.3 - Modelos de regressão entre K_1 e K_2 da forma: $\log K_1 = A_0 + A_1 K_2$ (Rada e Witczak-1981)

Classe	A_0	A_1	R^2	Erro padrão estimativa
(1)	4183	-1,666	0,75	0,14
(2)	4613	-2,100	0,82	0,17
(3)	4345	-1,308	0,56	0,15
(4)	4515	-1,492	0,68	0,19
(5)	4924	-2,162	0,92	0,08
(6)	4965	-1,917	0,50	0,26
Geral	4657	-1,807	0,68	0,22

Tabela 2.4 - Equações de previsão do módulo resiliente através de propriedades físicas (Rada e Witczak-1981)

Agregado	$\log M_R = C_0 + C_1 S + C_2 PC + C_3 \log \theta$						
	Nº Pontos	C_0	C_1	C_2	C_3	r^2	erro padrão
Calcário[1]	14	3,4060	-0,005289	0,01194	0,004843	0,79	0,13
Calcário[2]	17	-0,3017	-0,005851	0,05054	0,004445	0,60	0,21
Brita	18	1,0666	-0,003106	0,03556	0,006469	0,81	0,15
Escória	17	3,2698	-0,003999	0,01663	0,003840	0,59	0,18
Agregado-areia	18	4,1888	-0,003312	0,02138	0,006785	0,83	0,15
Brita corrida	17	0,9529	-0,012070	0,04117	0,006035	0,84	0,17
Todos os dados	101	4,022	-0,006832	0,007055	0,005516	0,61	0,23

Para tal modelo foram considerados 583 casos sendo que se obteve como medida da qualidade do ajuste um $r^2 = 0,836$.

Uma comparação com resultados de outros ensaios que não entraram na regressão mostraram boa concordância, apesar da grande dispersão, sugerindo os autores que seu uso deve ser cauteloso. Mesmo assim foi adotado para projeto no "Forest Service Surfacing Handbook".

KHEDR (1985) mostra resultados de ensaios em brita graduada de calcário com TCV (36 ensaios) e TCC, verificando boa concordância com o modelo $K - \theta$, em ambos os casos. Obteve-se uma correlação do tipo $K_2 = a - b\log(K_1)$, entre K_1 e K_2, que depende do tipo de ensaio.

BONAQUIST & OUTROS (1986) no estudo de comparação entre resultados de campo e de laboratório, através do programa BISAR não linear, caracterizou a brita graduada usada como sub-base pela equação $M_r = 563\theta^{0,53}$ (psi), para, por iteração, definir um módulo equivalente para análise linear.

PAUTE & OUTROS (1988)) apresentam resultados de ensaios TCV executados com 12 diferentes britas, interpretando-os através dos modelos de Boyce:

$$K = K_1 p^{(1-n)}\left[1 + \beta(q/p)^2\right] \qquad G = G_1 p^{(1-m)}$$

Os valores das diversas constantes para as várias amostras estão indicadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Parâmetros característicos do comportamento elástico de britas - PAUTE & OUTROS (1988)

Rocha	f	LA	GC	C'	ϕ'	$\frac{K_1}{1000}$	n	β	$\frac{G_1}{1000}$	m
Granito	6	27	80	85	52	6,8	0,48	0,02	10,97	0,52
Granito	7	27	81	60	58	3,9	0,38	0,06	9,52	0,49
Micro-granito	7	18	83	100	53	9,5	0,49	0,13	5,22	0,30
Micro-granito	7	18	83	–	–	7,8	0,45	0,10	5,31	0,28
Gnaisse	9	24	85	75	49	7,8	0,50	0,11	7,80	0,47
Riolito	6	16	83	–	–	8,8	0,56	0,11	17,09	0,63
Riolito	6	16	83	–	–	11,2	0,56	0,13	6,12	0,42
Arenito	7	22	84	70	55	2,1	0,33	0,09	2,68	0,34
Arenito	4	22	86	–	–	3,2	0,34	0,07	7,70	0,44
Arenito	10	22	84	–	–	2,6	0,34	0,08	4,00	0,42
Milonito	7	16	84	–	–	2,4	0,33	0,13	2,69	0,29
Milonito	7	16	81	–	–	2,2	0,27	0,06	3,49	0,31

f - % menor que 80 μm
LA - índice Los Angeles
GC - grau de compactação em relação à energia modificada
C'(KPa), $\phi'(^\circ)$ - características do ensaio triaxial estático CD

2.1.3 SOLOS FINOS, ARGILOSOS E SILTOSOS

A observação corrente é que os solos finos apresentam também relação tensão-deformação elástica não linear com predominância do efeito da tensão desvio-axial repetida, quando compactados na umidade ótima.

HICKS (1970) propôs o modelo que vem sendo o mais divulgado no Brasil, que representa o módulo resiliente (M_r) em função da tensão desvio (σ_d) como um modelo elástico bi-linear. Este modelo mostra para pequenos níveis de tensão o módulo decrescendo rapidamente com o aumento de σ_d até um certo ponto onde esta velocidade cai bruscamente chegando até mesmo a apresentar um ligeiro crescimento de M_r para σ_d crescentes. As equações clássicas que representam este modelo são:

$$\begin{cases} M_r = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d) & \text{para } \sigma_d < K_1 \\ M_r = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1) & \text{para } \sigma_d > K_1 \end{cases}$$

A deformação axial total dos solos argilosos apresenta uma grande parcela permanente (ε_p) e uma parcela recuperável (ε_r) que se alteram com o número de aplicações de carga e com a intensidade da tensão desvio aplicada. A deformação axial total aumenta com o número de aplicações de carga, tanto mais quanto maior for a tensão desvio. Para efeitos práticos no entanto, a deformação resiliente após um certo número de aplicações de carga no condicionamento do corpo de prova, pode ser considerada constante. Portanto o módulo passa a ser função somente da tensão-desvio.

Existe influência do método de compactação para teores de umidade acima da umidade ótima, especificamente, devido à variação da estrutura que se forma, por exemplo, mais dispersa ao se compactar por amassamento em relação à compactação estática. Este efeito é pequeno na umidade ótima ou abaixo (SEED & OUTROS (1962)). O mesmo pode ser dito para o efeito da frequência de aplicação de cargas e tempo de duração das mesmas: o efeito é pequeno na umidade ótima.

Em alguns casos, os solos finos apresentam comportamento tixotrópico ganhando resistência ao serem deixados em repouso por tempo variável após a compactação, ainda segundo SEED & OUTROS (1962).

SVENSON (1980) ensaiou quatro argilas utilizadas em trechos de rodovias federais, procurando comprovar estas influências e outras, como da umidade e do peso específico no módulo resiliente de materiais argilosos. Além do modelo bi-linear de quatro constantes, já citado, foi

testado também um modelo semelhante ao de Hicks para solos granulares ($M_r = K_1 \sigma_3^{(K_2)}$), somente empregando o σ_d ao invés do σ_3 ou θ. Obteve bons resultados para os quatro solos ensaiados com este modelo ($M_r = m\sigma_d^n$). Este modelo transformou os dados em uma única reta em escala log-log, com um coeficiente exponencial negativo indicando que à medida que a tensão desvio aumenta o módulo diminui.

Quando a porcentagem de silte é elevada na fração fina, o módulo tende a ser constante, independente do estado de tensões, porém de valor muito baixo.

PREUSSLER E PINTO (1982) propuzeram uma classificação dos solos finos quanto a resiliência, baseada na composição granulométrica, e que, posteriormente (PREUSSLER (1986)) modificaram para também incluir o CBR. Com essa classificação julgam os autores poderem estabelecer valores típicos de parâmetros K_i que expressam o módulo resiliente como função de σ_d (ver Tabela 2.24, ítem 2.4).

CARDOSO (1987) trabalhando com dois solos da região de Brasília, propôs o seguinte modelo para expressar o módulo resiliente:

$$M_r = 179,0412(CBR)^{1,08774}\theta^{1,43833}\sigma_1^{-1,18598}$$

M_r -módulo resiliente (psi)

CBR- índice de suporte Califórnia

θ -primeiro invariante de tensões (psi)

σ_1 -tensão principal maior (psi)

ARANOVICH (1985) ensaiando solos arenosos com bastante argila e solos argilosos lateríticos da região do Paraná propôs um modelo combinado, em que o módulo é função tanto de σ_3 quanto de σ_d, expresso por:

$$\begin{cases} M_r = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)\sigma_3^{(K_5)}, & \text{para } \sigma_d < K_1 \\ M_r = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)\sigma_3^{(K_5)}, & \text{para } \sigma_d > K_1 \end{cases}$$

onde os K_i são constantes experimentais.

A representação destes modelos pode ser vista na Figura 2.10.

Tem-se detectado também (veja-se, por exemplo, MEDINA (1988a), ARANOVICH (1985), PREUSSLER (1983), MOTTA & OUTROS (1985)) que materiais argilosos lateríticos podem apresentar módulos constantes, independentes das tensões, porém bastante elevados. Por exemplo, nos estudos de pavimento de baixo custo observou-se módulo constante para argilas lateríticas vermelhas entre 2000 a 20000 kgf/cm^2, conforme mostrado no

trabalho de MOTTA & OUTROS (1985).

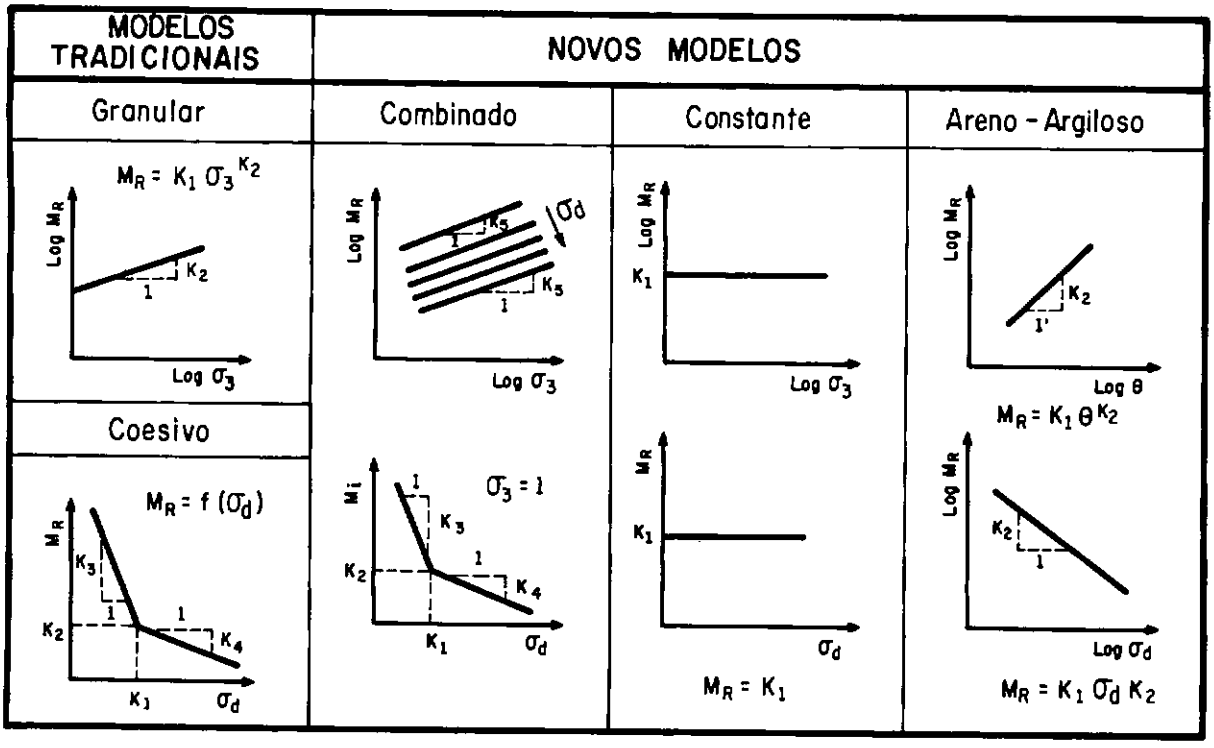


Figura 2.10 - Modelos de comportamento resiliente de solos - MOTTA & OUTROS (1990)

2.2 COMPORTAMENTO PLÁSTICO DOS MATERIAIS USUAIS DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

A deformação plástica irreversível que resulta da passagem das cargas leva a uma deformação permanente acumulada em todas as camadas do pavimento, que corresponde ao surgimento da trilha de roda na superfície do revestimento.

No Brasil já se comprovou que este defeito não é significativo nas estradas federais, não aparecendo como causa principal da deterioração dos pavimentos, nem sequer uma das mais graves. Isto talvez se deva em parte às condições de dimensionamento atualmente usadas (Método CBR saturado) bem como às baixas umidades de equilíbrio que predominam nas camadas dos pavimentos brasileiros.

De qualquer forma, é importante considerar os modelos que tem sido propostos para levar em conta estas deformações.

Nos ensaios de cargas repetidas que normalmente se utilizam para obtenção do módulo resiliente, surgem deformações permanentes, que em geral não são consideradas.

Quando se faz o condicionamento (ver Procedimentos de ensaios da COPPE (1988)) dos corpos-de-prova está-se, entre outros aspectos, tentando eliminar ou diminuir bastante as deformações permanentes que poderiam aparecer durante o ensaio. Assim, quando se quer especificamente considerar a deformação plástica os ensaios devem ser adaptados, utilizando-se um corpo-de-prova para cada par de tensões bem como não se condicionando o mesmo antes do ensaio.

Conhecendo-se as equações que estabelecem a ligação entre as deformações permanentes e as tensões em laboratório, para todos os materiais, calculam-se as tensões provocadas pelas cargas através de um programa de sistema em camadas, podendo-se calcular a deformação total de uma estrutura ou trilha de rodas dos pavimentos através do somatório das deformações parciais de cada uma das camadas, conforme a expressão proposta por BARKSDALE (1972):

$$\delta^{p}_{total} = \sum_{i=1}^{n} (\varepsilon^{i}_{p} h_i)$$

δ^{p}_{total} - profundidade total do afundamento de trilha de roda sob o carregamento

ε^{i}_{p} - deformação específica plástica média da i-ésima camada

h_i - espessura de i-ésima camada

n - número total de camadas

Se as camadas forem muito espessas pode-se subdividí-las em

sub-camadas a fim de determinar as tensões atuantes de uma forma mais aproximada e consequentemente melhorar a estimativa das deformações permanentes. Estas previsões podem ser feitas para vários números de aplicações de carga.

2.2.1 DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS BETUMINOSAS

Um projeto adequado de uma mistura deve assegurar a durabilidade em termos de resistência à fadiga e estabilidade em termos de trilha de roda de forma que a composição do traço seja convenientemente adaptado para o tempo de vida que se queira. Uma dosagem bem feita deve atender a requisitos mecânicos que satisfaçam às condições de clima e sejam adaptados às diferentes estruturas de pavimentos. O aspecto da deformação permanente está íntima e primordialmente ligada à sua composição, enquanto o aspecto da deformação elástica além disto deve ser examinado em relação à estrutura como um todo.

NIJBOER (1948) tratou pioneiramente o problema das deformações plásticas das misturas asfálticas, mostrando um estudo detalhado da influência de cada um dos componentes (ligante, filer, agregado) nas propriedades mecânicas da massa. Mostra NIJBOER (1948) as seguintes conclusões:

- a penetração[5] do ligante não tem influência no ângulo de atrito interno das misturas para uma dada temperatura;
- a coesão, por outro lado, é altamente influenciada pela penetração do ligante. Quanto mais duro for o asfalto maior a coesão, para uma dada temperatura;
- a viscosidade da massa cresce com o decréscimo da penetração, para uma dada temperatura;
- o efeito da temperatura nestes fatores pode ser resumido na seguinte forma:
    - no ângulo de atrito: praticamente nenhuma;
    - na coesão: influência bastante grande, quanto maior a temperatura menor a coesão;
    - na viscosidade: influência bastante grande, podendo ser definida uma "temperatura de solidificação viscosa" que seria uma característica do material e que representa aquele ponto a partir do qual a velocidade de deformação é tão baixa e a resiliência tão alta que seria possível não considerar a deformação permanente

---

[5] Penetração: medida de consistência de um cimento asfáltico, utilizada na classificação dos ligantes.

para temperaturas abaixo desta. Para algumas misturas, com asfaltos de várias procedências puderam ser estabelecidas as seguintes temperaturas de solidificação viscosa:

Penetração	20/30	50/60	80/100	180/200
T°C	+12	+4	0	-6

- quanto mais duro o betume e quanto maior o Índice de Penetração (IP)[6] maior a viscosidade da mistura;
- existe uma notável influência da relação filer/betume, da relação volume vazios/volume total e do tamanho das partículas do filer nas propriedades plásticas de coesão e viscosidade da mistura, enquanto a natureza química do mesmo não exerce influência significativa. Já o ângulo de atrito não é influenciado pelo filer;
- o efeito do agregado pode ser encarado sob os aspectos da forma, do tamanho e da concentração de grãos mais grossos, influenciando as características de plasticidade de tal forma que:
    - o ângulo de atrito tem certa influência da forma dos grãos sendo maior quanto mais angulosos forem os mesmos;
    - a coesão e a viscosidade são bastante influenciadas pela forma e pela quantidade de grãos graúdos presentes na mistura.

Portanto vê-se que trabalhando com as várias possibilidades de dosagem pode-se obter diferentes misturas com as propriedades adequadas e desejadas para cada tipo de tráfego e clima evitando-se, somente com um projeto de mistura bem feito, problemas de deformação permanente, ou a parte do afundamento da trilha de roda devida ao revestimento individualmente.

BROWN (1977) comenta que os estudos de laboratório de misturas mostram a necessidade de ensaios com carregamento repetido para definição das relações de tensão-deformação, embora a deformação permanente seja sobretudo um fenômeno de fluência. O ensaio de fluência

---

[6] IP: índice empírico que relaciona penetração e ponto de amolecimento de um cimento asfáltico e expressa a suscetibilidade térmica do ligante.

triaxial mostrou que a duração da carga é o parâmetro importante, mais que seu número e sua frequência. Além disso, a temperatura exerce um papel mais importante que o estado de tensões para a deformação permanente, e a velocidade de deformação permanente por ciclo de carregamento varia continuamente durante a vida de um corpo-de-prova podendo ser usada como índice de ruptura em laboratório. Pode-se obter deformações permanentes semelhantes utilizando-se um ensaio de fluência triaxial (estático) ou um triaxial de carregamento repetido, desde que o nível de tensão usado na fluência seja igual ao valor da tensão média quadrática utilizada no carregamento repetido. Mostra BROWN (1977), no entanto, que mesmo se utilizando um invariante de tensões é difícil se prever com exatidão as deformações permanentes que se produzem num revestimento betuminoso.

VERSTRAETEN & FRANCKEN (1979) fazendo ensaios triaxiais de compressão repetida com carregamento senoidal vertical e tensão horizontal constante, em corpos-de-prova de 16 cm de diâmetro e 32 cm de altura obtiveram a seguinte lei de deformação permanente:

$$\varepsilon_p(t) = A\left(\frac{t}{1000}\right)^B = \frac{C(\sigma_1 - \sigma_3)}{|E^*|}\left(\frac{t}{1000}\right)^B$$

$\varepsilon_p(t)$ - deformação permanente específica no tempo t expresso em segundos

A - coeficiente que depende da mistura e das condições experimentais (tensões, temperatura e frequência) e que caracteriza a sucetibilidade à trilha de roda

B - coeficiente que varia entre 0,14 e 0,37

C - coeficiente que depende da composição da mistura

$|E^*|$ - módulo à compressão da mistura

O coeficiente B, por variar pouco, foi considerado pelos autores na análise, como constante e igual a 0,25, ressaltando que à medida que o ligante é mais duro e/ou a fração areia mais angulosa, o B tende a ser menor.

Para várias misturas ensaiadas, com asfaltos de penetração 40/50; 50/60; 50/70 e 80/100, pode-se obter algumas correlações interessantes entre os coeficientes A e C e as características das misturas.

Foi observado que o parâmetro C depende da relação betume/vazios $[V_1/(V_1 + v)]$ e da percentagem de vazios (v), obtendo as correlações:

$$C = 523\left(\frac{V_l}{V_l + v}\right) - 308$$

V_l - volume de ligante

v - volume de vazios

Pôde-se determinar também uma família de hipérboles que correlacionam o coeficiente A com o módulo da mistura em função da percentagem de vazios, que ressaltaram alguns aspectos:

- para cada mistura, a diminuição do módulo, por efeito de aumento da temperatura, por exemplo, conduzirá a um crescimento da deformação permanente. Módulos à compressão menores que 10000 Kgf/cm^2, correspondentes a altas temperaturas ou baixas frequências são particularmente sensíveis;
- para um certo valor do módulo, ao variar a composição acentua-se o efeito da variação do módulo no crescimento da deformação permanente, à medida que diminui-se a porcentagem de vazios ou aumenta-se a relação betume/vazios;
- como a deformação permanente está associada à variação do módulo com a temperatura é preciso se utilizar materiais pouco suscetíveis às variações térmicas.

Portanto para prevenir a deformação permanente é importante ter-se misturas com altos teores de agregados angulosos e baixa percentagem de ligante pouco suscetível à temperatura, e altos teores de vazios. No entanto, para a fadiga, dada pela deformação elástica repetida, quanto menor o índice de vazios melhor. Portanto é preciso compatibilizar o teor ótimo de vazios para cada mistura, tendo em vista os dois aspectos estabilidade-durabilidade, ou seja fadiga *versus* trilha de roda.

A Figura 2.11 mostra o efeito na duração da vida do pavimento em termos de fadiga ou trilha de roda, percentualmente, em função do teor de vazios (v). Pode-se notar, pela inclinação das curvas, que o aumento de vazios atua mais na trilha de roda que na fadiga.

Propõem VERSTRAETEN & FRANCKEN (1979) que em rodovias com tráfego médio e/ou base rígida deve-se considerar para projeto uma porcentagem de vazios de 5% para a camada superior do revestimento e de 5 a 7% para uma camada de ligação. Para tráfego elevado e base granular, é preferível usar o valor de v entre 3 a 5% para a camada de desgaste e para a inferior de 5 a 7%. Para tráfego pequeno ou leve, usar 3% de teor de vazios. Em relação aos ligantes, indicam o uso de asfaltos duros, que combinado a uma relação volume de agregado/volume de ligante alta e

angulosidade dos grãos proporcionarão uma maior resistência à trilha de roda, com boa resistência à fadiga.

O fato de que maiores índices de vazios são mais favoráveis ao não desenvolvimento de trilha de roda tem seus limites (≅10%) na necessidade de impermeabilização e na não desagregação. Para isto também é necessário se obter o teor de vazios pretendido com uma compactação adequada. Não se trata de conseguir percentagem elevada de vazios por má compactação, pois, isto só levaria à formação de trilhas de roda por pós compactação pelo tráfego.

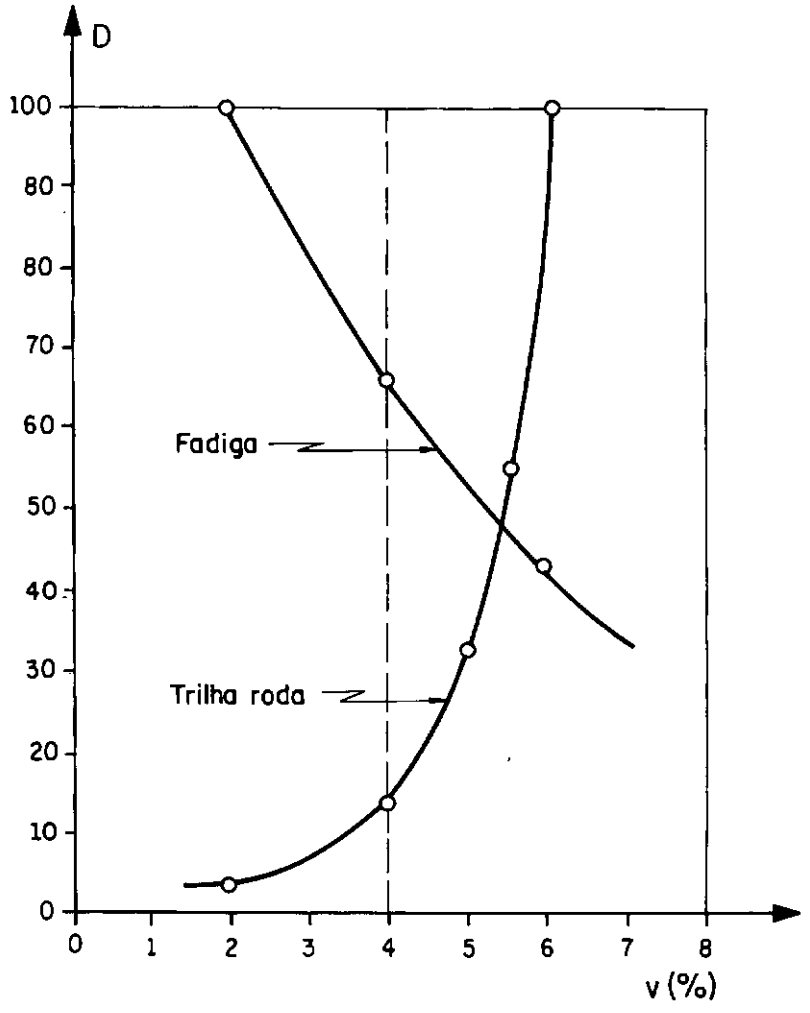


Figura 2.11 - Vida útil relativa (D) em termos de fadiga ou trilha de roda em função da percentagem de vazios de misturas compactadas (Verstraeten e Francken, 1979).

2.2.2 DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MATERIAIS GRANULARES

BROWN & HYDE (1975) mostram que para ensaios com σ_3 constante a deformação permenente é uma função de σ_d/σ_3, e se se utilizar σ_d/σ_3 médio, os resultados dos ensaios com TCC e TCV se alinham. Observam que a maior influência da história de tensões é sobre a deformação permanente.

BROWN (1974) cita que que ensaios de material granular até 10^6 ciclos de carregamento ainda apresentam deformação permanente. Neste estudo, ensaiando granito de $\phi_{máx}$ = 5 mm, em ensaios na umidade ótima, os ensaios drenados levaram a uma deformação de 1% e os não drenados a 6%, para 10^6 ciclos. Obteve-se a seguinte correlação:

$$\varepsilon_p(\%) = 0,01(\sigma_d/\sigma_3)$$

BROWN (1975) discute como se proceder para usar uma ferramenta analítica para cálculo da deformação permanente já que esta ocorre entre rodas, sob a roda e fora do eixo, portanto, não sendo bem definida. Conclui que para camadas de revestimento espessas, temperaturas altas e subleito forte, muitas subdivisões devem ser feitas nesta camada para calcular bem o estado de tensões-deformações atuantes, e principalmente a deformação permanente. Ensaios com TCC reduzem a estimativa de deformação permanente em relação à TCV. Existe correlação entre a deformação permanente obtida em ensaios de "creep" e a do ensaio de carregamento repetido.

BARKSDALE (1984) mostra o desenvolvimento da deformação permanente em uma brita graduada, após 10^5 ciclos de carga. Existe influência de σ_3 tanto quanto de σ_d. Comparando os resultados de 12 seções experimentais instrumentadas, percebe-se que a contribuição percentual de cada camada é bastante variável. Uma seção composta de 3,5'' (9 cm) de concreto asfáltico e 8'' (20 cm) de brita graduada sobre um subleito argiloso apresenta 55% da deformação permanente devido ao revestimento, 10% devido à base e 35% no subleito, para $3x10^5$ repetições de carga. A maior trilha de roda ocorreu na seção de granulometria mais fina, sendo principal contribuinte o subleito.

PAUTE (1983) ressalta que é relativamente complexo analisar o comportamento à deformação permanente visto que esta é tanto função das tensões quanto do número (N) de repetições da carga.

A proposta mais usual de representação é aquela feita por MONISMITH & OUTROS (1975), $\varepsilon_p = AN^B$, onde A e B são parâmetros experimentais. Esta equação tende a superestimar a deformação quando N é

grande.

Como as primeiras deformações são muito mais acentuadas, tem-se proposto o modelo seguinte, para o qual se mostra um exemplo na Figura 2.12:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^{100} + A(N - 100)^B$$

N - número de repetições de carga

ε_p^{100} - deformação permanente correspondente a 100 ciclos

A, B - constantes experimentais

Outra proposta, citada por LENTZ & BALADI (1980), é:

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_{d\ rupt}} = \frac{\varepsilon_p/\varepsilon_{95}}{n + m\varepsilon_p/\varepsilon_{95}}$$

ε_{95} - deformação axial medida no ensaio triaxial estático, a 95% do $\sigma_{d\ rupt}$ para certo σ_3

$\sigma_{d\ rupt}$ - tensão desvio de ruptura para certo σ_3

σ_d - tensão desvio aplicada

n, m - parâmetros experimentais

A Figura 2.13 mostra um exemplo de resultado para uma areia média uniforme, onde se analisa a deformação permanente normalizada pela resistência estática de pico.

Uma boa representação de um ensaio de deformação permanente, para cada σ, é:

$$\varepsilon_p = a + b\log(N)$$

ε_p - deformação permanente axial acumulada

a, b - parâmetros experimentais

log(N) - logarítmo decimal (ou natural) do número de ciclos de carga

Para representar bem a deformação permanente é necessário obter uma relação que leve em conta as condições do corpo-de-prova (umidade e densidade), as condições de carregamento (σ_3 e σ_d) bem como o número de carregamentos.

LENTZ & BALADI (1981) propõem uma composição entre as duas últimas equações, chegando a uma expressão do tipo:

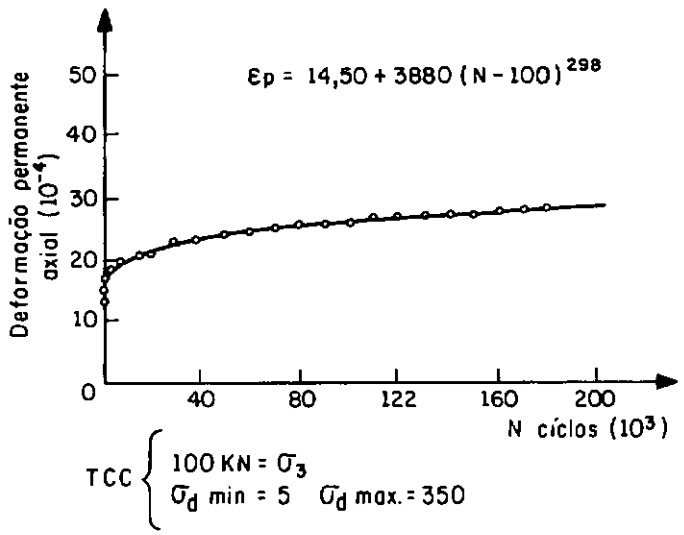


Figura 2.12- Brita não tratada
Evolução da deformação permanente axial (Paute, 1983)

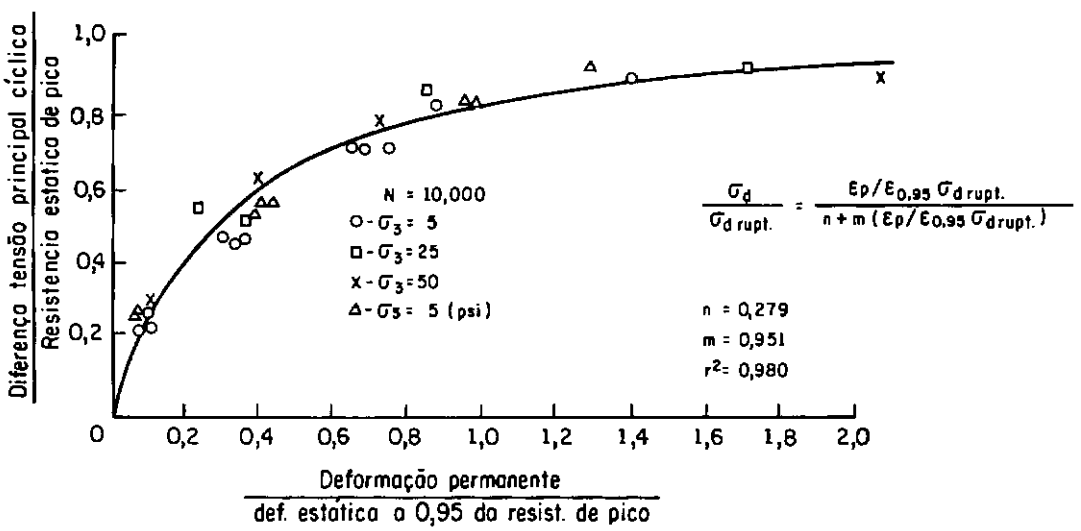


Figura 2.13 - Representação normalizada da deformação permanente para uma areia (Lentz e Baladi, 1980).

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{0,95\sigma_{d\ rup}} \ln(1 - \sigma_d/\sigma_{d\ rupt})^{-0,15} + \left[\frac{n\sigma_d/\sigma_{d\ rupt}}{1 - m\sigma_d/\sigma_{d\ rupt}}\right] \ln(N)$$

$$n = (0,809 + 0,0038\sigma_3)10^{-4}$$

$$m = 0,856 + 0,05\ln(\sigma_3)$$

σ_3=pressão confinante em lb/pol^2

Houve boa concordância entre os valores medidos e os calculados por esta equação para outras três amostras que não constaram da regressão segundo os autores. Para obter os parâmetros é necessário somente um ensaio estático com o material nas condições de campo.

KHEDR (1985) ensaiou uma brita graduada calcária com σ_3 pulsante simultaneamente com σ_d. A análise da deformação permanente mostrou uma relação potencial entre a velocidade de acumulação da deformação e o número de ciclos de carga, sendo que o expoente (m) variou pouco para as amostras ensaiadas enquanto o intercepto (A) foi mais sensível ao estado de tensões e ao módulo resiliente:

$$\varepsilon_p/N = AN^{-m}$$

m - parâmetro experimental: $0,7 < m < 0,9$ $\begin{cases} \bar{m} = 0,804 \\ \sigma = 0,067 \end{cases}$

A - parâmetro experimental: deformação permanente após o primeiro ciclo de carga

O parâmetro A se correlaciona com muitas outras variáveis, como por exemplo:

$$A = C_1 \sigma_d^{(C_2)} \sigma_3^{(C_3)}$$ ou, ainda:

$$A = S_1 \left[\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}\right]^{S_2} M_r^{(S_3)}$$

Para o material ensaiado tem-se:

$$A = 0,0358 \left[\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}\right]^{2,135} M_r^{-0,304}$$

KHEDR (1985) cita o programa VESYS II que calcula a deformação permanente da estrutura do pavimento segundo as leis:

$$\varepsilon_p^N = IN^S$$

$$\varepsilon_p = ISN^{(S-1)}$$

$$F(N) = M(N)^{-\alpha}$$

ε_p^N-deformação permanente para N ciclos de carga

I -coeficiente (intercepto)

S -coeficiente (inclinação)

ε_p-deformação permanente devidoà n-ésima carga

F(N) - fração da deformação total devido à n-ésima carga que é permanente

$M = IS/\varepsilon_r$

$\alpha = I - S$

ε_r - deformação resiliente

PAPPIN (1979) afirma que usualmente a deformação permanente é a que dá maior contribuição para a deterioração dos pavimentos na Inglaterra, sendo ocasionalmente, associada a trincamento de fadiga. Ensaiou corpos-de-prova de 150 por 300 mm de brita calcária bem graduada, com $\phi_{máx}$ = 38 mm, aplicando um estado de tensões médio (p_m = 192 KPa)[7] de compressão por corpo-de-prova, 10^5 ciclos de carga, com frequência de 1 Hz e vários níveis de tensão desvio (q/p_m variando de 1,0 a 2,0)[8]. Constatou que para melhor analisar as curvas de deformação *versus* número de ciclos, era importante analisar a velocidade de crescimento da deformação permanente, o que arbitrou ser de 100 em 100 ciclos:

$$\text{Velocidade de Deformação} = \frac{\Delta def}{\Delta \log(N)} \ (\mu\varepsilon),$$

trabalhando, então, com curvas normalizadas ao dividir cada valor pela velocidade de deformação correspondente a 100 ciclos. Além disso, resolveu desprezar os 100 primeiros ciclos de carga porque havia muita dispersão, e porque o tráfego da obra durante a construção representaria estas primeiras acomodações.

Considerando o comprimento do caminho de tensões ℓ e as tensões aplicadas p_r e q_r como:

$$\ell = (p_r^2 + q_r^2)^{1/2}$$

$$p_r = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

$$q_r = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{3}\right]^{1/2}$$

Tem-se:

---

[7] $p_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

[8] $q = \sigma_1 - \sigma_3$

$$\varepsilon_p = (f_n N)\ell\left(\frac{q}{p}\right)^{2,8}_{máx} 10^{-4}$$

O fator $(f_n N)$ é um fator de forma, função do número N de ciclos, segundo a relação abaixo:

N	10^2	10^3	10^4	10^5
$f_n N$	0	0,72	1,06	1,25

Conclui Pappin observando que se o material é ensaiado a tensões muito abaixo da condição de ruptura estática, desenvolvem-se pequenas deformações. No entanto se a relação q/p do ensaio for maior do que a de ruptura (no estudo $q/p = 2,18 = 3\sigma_d/(2\sigma_3 + \sigma_1)$ a deformação se acentua muito, sendo necessário parar o ensaio antes de 10^5 ciclos.

A deformação cisalhante permanente mostrou ser uma função do comprimento do caminho de tensões e da razão q/p máxima, mas para a deformação volumétrica não foi possível estabelecer nenhuma relação com o estado de tensões aplicadas.

SHAW (1980) ao estudar o mesmo material calcário, porém com uma granulometria uniforme obteve outros valores para $f_n N$ (286, 507, 651 e 740 respectivamente para 10^2, 10^3, 10^4 e 10^5 ciclos). Porém, achou que uma correlação melhor poderia se obtida quando se considerasse como parâmetro a distância A do caminho de tensões em relação à envoltória de ruptura no espaço (p,q):

$A = p_r - q_r/2,1$, sendo $A \geq 50$

$(p_r, q_r) = (p,q)$, para q/p máximo

Determinou, então, a seguinte relação:

$$\varepsilon_p = (f_n N)\ell_r (3200 - 9,14A)10^{-4}$$

SHAW (1980) pode observar um valor limite acima do qual as deformações permanentes são muito grandes e as resilientes bastante erráticas. Este autor cita outro estudo de um material de lastro em triaxial dinâmico onde se obteve a seguinte correlação para a deformação permanente:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1[1 + 0,2\log_{10}(N)]$$

CAMBOU (1985) propõe uma análise estática do problema da deformação permanente em solos granulares, partindo do fato de que a modelização deste fenômeno não era satisfatória. A proposta é definir os mecanismos e as variáveis fundamentais que os comandam através da

análise (considerando as forças internas de contato, micro e macroscopicamente) aproximada utilizando cilindros iguais para formar um meio granular bidimensional com um arranjo qualquer.

O mecanismo fundamental de deformação permanente dentro de um meio granular é o escorregamento entre grãos. Propõe então um modelo elastoplástico que apresenta dois mecanismos, um que traduz a evolução dos valores médios das forças de contato e outro que traduz a evolução da ampliação das distribuições das forças de contato. Para uma solicitação monotônica, desde que o primeiro mecanismo seja ativado, a variação de volume é positiva (dilatância); para solicitações cíclicas, a variação de volume é positiva ou negativa conforme o caso, havendo um domínio característico para um ou outro caso no plano (p,q).

BOUASSIDA (1988) propõe também um modelo elastoplástico para estudar as britas com utilização no dimensionamento de estradas. Baseia-se em um ensaio triaxial convencional tipo CD (consolidado, drenado) com carregamento-descarregamento-recarga em corpos-de-prova de 10 por 20 cm para obter parâmetros para o modelo teórico desenvolvido. Considera o efeito de tensão controlada ou deformação controlada obtendo a formulação variacional do problema considerando o modelo de deslocamento. Utilizando o modelo proposto e um programa de elementos finitos estudou o comportamento de uma estrutura de três camadas de pavimento betuminoso e base de brita sob um solo de fundação considerado elástico linear. O carregamento (considerando tensão ou deformação controladas) foi feito por incrementos acumulados de maneira que a estrutura se plastificasse, elemento por elemento, verificando a cada incremento a mudança plástica (carga igual a 0,662 MPa). Conclui dizendo que o modelo elastoplástico proposto permite compatibilizar melhor as tensões atuantes e o comportamento do material granular, sendo mais realista que o modelo elástico-linear que leva a tensões de tração fictícias na base. Um estudo comparativo mostra que o carregamento à deformação controlada permite simular melhor o comportamento do material a grandes deformações, porém antes do escoamento. O carregamento à deformação controlada também é mais severo que aquele à tensão controlada, levando a tensões de cisalhamento elevadas e conduzindo a uma carga máxima admissível bem menor que aquela obtida para tensão controlada.

GOURVES & MEZGHANI (1988) chamam a atenção para a complexidade das relações tensão-deformação dos meios granulares, em parte pela própria natureza discreta do meio. Não é um comportamento inteiramente

reversível nem inteiramente irreversível sendo associado a uma lei contínua de deformação associando reversibilidade com irreversibilidade. Conduziram então seu trabalho para estudar o comportamento dos materiais granulares a partir da microestrutura, ou seja, análise do fenômeno discreto ao nível de grãos individuais ou pequenos grupos de grãos. Utilizaram um conjunto de pequenos cilindros empilhados horizontalmente, de vários diâmetros e mesmo comprimento, para simular um meio homogêneo granular bidimensional, fazendo medidas de tensões entre grãos e estudos estatísticos para comprovar o modelo teórico proposto. Mostram, por medições, que a distribuição de tensões dentro do meio granular varia bastante nos contatos grão a grão. Portanto a passagem de um meio descontínuo para um meio contínuo deve ser entendido como uma aproximação média: as tensões são aleatórias no meio descontínuo. Sendo uma variável aleatória tem uma distribuição estatística que pode ser representada por um valor médio igual a uma tensão atuante dentro de um meio contínuo equivalente, mais uma medida de dispersão que é função da razão entre o tamanho da placa utilizada para medir a tensão macroscópica externa e o tamanho médio dos grãos (isto comprova a necessidade de se limitar a relação entre o diâmetro dos corpos-de-prova e o diâmetro das partículas.

TRAVERS & OUTROS (1988) fazem um estudo do efeito da arrumação dos grãos e da composição dos mesmos (mistura de grãos duros e moles) nas características de resistência de um meio granular simulado também por cilindros. Utilizando medições por fotoelasticidade[9] puderam vizualizar o efeito das tensões nas deformações e como os cilindros se rearranjam numa arrumação mais estável. Comprovam que a relaçào entre a força macroscópica e a deformação Δh pode ser expressa por uma lei potencial:

$$F = F_0 \left(\frac{\Delta h}{h_0} \right)^m$$

e a existência de dois regimes de comportamento que chamaram de "em consolidação" e "consolidado". O comportamento nos dois regimes é função do tamanho do corpo-de-prova. Distinguem ainda grãos "condutores" e "não condutores" de tensão e o efeito da retirada percentual de cada um destes tipos de grãos no arranjo. Concluem que a ausência de contatos e

---

[9] O empilhamento de cilindros é colocado entre duas luzes polarizadas: os grãos muito tensionados aparecem claros e aqueles pouco ou nada solicitados ficam escuros (sombra). A distribuição espacial de grãos tensionados e não tensionados não é homogênea.

os defeitos geométricos dos cilindros levam a que o conjunto não seja rígido quando a força externa é pequena, podendo apresentar deslizamentos reversíveis entre grãos. À medida que a tensão aumenta criam-se progressivamente mais contatos ativos ("condutores") que vão enrijecendo o sistema. A força necessária para passar de um regime para outro depende da estrutura, do coeficiente de atrito, do arranjo geométrico dos grãos e da natureza dos mesmos.

PAUTE & OUTROS (1988) propõem que se eliminem as deformações permanentes correspondentes às primeiras 100 repetições de carga e tratam tanto a deformação axial quanto a lateral obtendo uma relação que tanto engloba o estado de tensões quanto o número de aplicação de carga, na forma:

$$\varepsilon_p^1(N) = a_1 \left(\frac{q}{p}\right)^{b_1} \frac{N^{1/2}}{d_1 + N^{1/2}}$$

$$\varepsilon_p^3(N) = a_3 - b_3(q/\bar{p} - c_3)^2 \frac{N^{1/2}}{d_3 + N^{1/2}}$$

$\varepsilon_p^{1,3}$ - deformação permanente acumulada axial (1) ou lateral (3)

$q = \sigma_1 - \sigma_3$, em KPa

$\bar{p} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, em KPa

a_i, b_i, c_i, d_i - constantes experimentais

A Tabela 2.6 mostra valores numéricos destes parâmetros experimentais para algumas britas ensaiadas em TCV, que são as mesmas mostradas na Tabela 2.5 anterior.

Tabela 2.6 - Parâmetros de deformação permanente de britas
PAUTE & OUTROS (1988)

Natureza da Rocha	$a_1 10^{-4}$	b_1	d_1	$a_3 10^{-4}$	$b_3 10^{-4}$	c_3	d_3
Gnaisse	8,7	5,7	43	43,8	117	0,61	0
Riolito	35,2	3,0	26	42,0	124	0,58	15
Riolito	30,2	3,5	50	43,2	123	0,59	10
Arenito	82,7	3,6	38	49,9	239	0,45	9
Arenito	93,4	2,4	26	48,2	292	0,45	9
Arenito	51,6	2,4	57	13,3	92	0,39	21
Milonito	46,7	1,8	53	91,6	216	0,65	0
Milonito	56,9	1,8	74	10,7	30	0,60	12

2.2.3 DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MATERIAIS ARGILOSOS

A primeira modelagem de deformação axial permanente sob carga repetida para materiais argilososo foi proposta por MONISMITH & OUTROS (1975), na forma:

$\varepsilon_p = KN^A$

ε_p - deformação axial permanente acumulada

N - número de aplicações de carga

K, A - coeficientes determinados experimentalmente

Segundo os autores, o coeficiente A dependeria somente do tipo de solo, enquanto K seria uma função do nível de tensão, história de tensões, condições de umidade, etc.

SVENSON (1980) ensaiou quatro argilas de subleitos de rodovias federais obtendo os parâmetros K e A para este modelo mostrados na Tabela 2.7, para diversos níveis de tensão σ_d e σ_3 = 0,21 kgf/cm^2. Os valores obtidos estao concordantes com os valores encontrados por MONISMITH & OUTROS (1975).

Tabela 2.7 - Valores de coeficientes da relação de deformação *versus* número de aplicações de carga para 4 solos (SVENSON (1980))

Amostra	Condições dos cp's			σ_d	$\varepsilon_p = KN^A$		
	h%	γ_s (g/cm^3)	S%	(kgf/cm^2)	Kx10^{-4}	A	r
Argila Vermelha RJ	17,0	1,781	88	0,76	93,0	0,058	0,99
	18,9	1,717	89	0,76	29,9	0,072	0,99
Argila Amarela RJ	21,1	1,688	95	0,75	11,5	0,086	0,98
	23,3	1,614	94	0,75	49,3	0,121	0,93
Argila Vermelha MG	16,2	1,776	82	1,42	12,9	0,028	0,92
	17,4	1,757	86	1,42	29,8	0,039	0,98
	18,6	1,737	89	1,42	80,3	0,044	0,94
Argila Vermelha PR	18,7	1,729	92	0,70	59,9	0,066	0,95

SVENSON (1980) também obteve relações de ε_p x σ_{da} da forma:

$\sigma_{da} = B(\varepsilon_p^a)^C$

σ_{da} - tensão axial repetida

ε_p^a - deformação axial permanente acumulada para um número específico de aplicações de carga

B, C - coeficientes determinados experimentalmente

Foram obtidas as correlações mostradas na Tabela 2.8 para as mesmas amostras citadas na tabela anterior.

Tabela 2.8 - Sumário dos coeficientes da relação tensão desvio (σ_d) *versus* deformação axial permanente acumulada (ε_p) (SVENSON (1980))

Amostra	Condições dos cp's			$\varepsilon_p = B\sigma_d^A$		
	h%	γ_s (g/cm^3)	S%	Bx10^{-4}	A	r
Argila Amarela RJ	21,0	1,692	95	49,0	1,607	0,99
	23,2	1,618	93	230,0	0,746	0,97
Argila Vermelha RJ	18,8	1,728	88	166,0	1,010	0,95
Argila Vermelha PR	18,7	1,724	92	43,0	1,080	0,99

CARDOSO (1987) propõe o estudo da deformação permanente ligada à deformação resiliente através da relação:

$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = \mu N^{-\alpha}$

$\varepsilon_p(N)$ - deformação permanente acumulada para N repetições de carga

ε_r - deformação resiliente, admitida independente de N

$\mu = ab/\varepsilon_r$

$\alpha = 1 - b$

a, b - parâmetros experimentais da equação $\varepsilon_p = aN^b$

Mostra Cardoso que α e μ são pouco influenciados pelo número de aplicações de carga. O parâmetro μ é bastante sensível às tensões-desvio e às pressões confinantes e ainda à umidade de moldagem acima da umidade ótima. Já o parâmetro α varia mais com o tipo de material, e tem pouca influência das tensões desvio e confinante. Para dois solos lateríticos da região de Brasília tipo A-7-6, os parâmetros α

variaram de 0,748 a 0,955 para as várias condições de ensaio enquanto μ variou bastante para cada um deles conforme o estado de tensões aplicado (solo 1 de 0,088 a 17,530 e para o solo 2 de 0,135 a 41,413 para σ_3 de 0,58 a 1,05 Kgf/cm^2 e σ_d de 1,05 a 3,50 Kgf/cm^2).

PAUTE & OUTROS (1988) propõem para o estudo dos materiais de subleito um ensaio para definição da deformação permanente que considere um condicionamento dos corpos-de-prova sob uma pressão de adensamento igual à p'_0 que seria correspondente às pressões de peso próprio das camadas acima do ponto considerado, em termos de pressões efetivas. Para um solo de micaxisto, com LL = 39, IP = 12, umidade ótima do PN igual a 9%, obtiveram, para deformação permanente axial, ε_p^1, e lateral, ε_p^3, em função de estado de tensões (p,q) aplicado e do número N de aplicação de carga:

$$\varepsilon_p^1 = 9,6 \times 10^3 (q/\bar{p})^{2,4} \left(\frac{N^{1/2}}{158 + N^{1/2}} \right)$$

$$\varepsilon_p^3 = 6,5 \times 10^{-4} - 9,4 \times 10^{-3} (q/\bar{p} - 0,24)^2 \left(\frac{N^{1/2}}{50 + N^{1/2}} \right)$$

2.3 FATORES AMBIENTAIS NO PROJETO DE PAVIMENTOS

Um dos fatores que mais afetam o desempenho do pavimento é o clima.

O desempenho de um pavimento é função da atuação conjunta da carga do tráfego, do ambiente, da idade, das características das camadas e dos processos de manutenção. Medir o desempenho então implica em observar o resultado da interação entre as características do pavimento e os esforços externos impostos pelo tráfego e clima, especialmente. Para estimar o efeito das cargas e do clima, deve-se fazer algumas hipóteses de interação entre os efeitos, que se somarão ao efeito individual de cada um. FWA & SINHA (1987) sugerem que um modelo multiplicativo representa melhor o efeito combinado do clima e do tráfego no desempenho do pavimento. Este modelo implica em que o efeito combinado (C) é maior do que a soma do efeitos individuais da carga (A) e do clima (B), sugerindo que os efeitos ambientais aceleram os danos causados pelo tráfego e vice-versa. Admitindo que a participação de cada um dos fatores na interação é proporcional a seu próprio efeito individual no resultado global, pode-se dizer que para um dado pavimento sujeito a um conjunto de condições ambientais num certo período de tempo, quanto maior a carga, maior seu efeito combinado. Também implica que o mesmo pavimento sujeito a um dado tráfego terá um desgaste maior quanto mais severas forem as condições ambientais. Expressando estes conceitos em forma de proporções tem-se:

$$a + b + c + d = 100 \qquad (1)$$

$$\frac{a}{a + b + c + d} = \frac{b}{b + c + d} \qquad (2)$$

$$\frac{d}{a + b + c + d} = \frac{c}{a + b + c} \qquad (3)$$

a - efeito das cargas puramente (%)

b - parte do efeito combinado que é devido à carga (%)

c - parte do efeito combinado que é devido ao clima (%)

d - efeito do clima puramente (%)

Como se tem quatro incógnitas e três equações é preciso se conhecer de alguma outra forma uma das incógnitas. Ambos os efeitos são de difícil isolamento. Porém, uma boa estimativa do efeito individual do tráfego pode ser obtido em experimentos de laboratórios ou pistas experimentais de tráfego acelerado que permitirão manter relativo

controle sobre as condições ambientais.

É muito importante também uma escolha conveniente do padrão de medida do desempenho que será utilizado para acompanhar os efeitos das variáveis clima e tráfego.

Além disso é preciso se isolar o efeito da manutenção de rotina no desempenho bem como quantificar estes custos. ANDRADE & SAMY (1984) apresentam uma metodologia para estimar os custos de conservação rodoviária aplicada à condição do Brasil.

Para a condição ambiental há que se definir também parâmetros de distinção entre regiões climáticas diferenciadas para uma boa análise estatística de trechos.

Os parâmetros comumente empregados na definição do clima são a temperatura do ar e a quantidade de chuva, combinados de várias formas. A temperatura é um dos aspectos do clima que deve ser destacado no projeto de pavimentos tendo em vista sua atuação específica nos revestimentos e consequente efeito na deformabilidade da estrutura bem como no desempenho.

O Brasil situa-se quase todo na região intertropical, já que somente a região sul encontra-se abaixo do trópico de Capricórnio (23^0 27'S) e pequena porção da região Norte se encontra acima da linha do Equador. Quanto aos paralelos, situa-se o Brasil entre os meridianos definidos pelas longitudes de 35^0 W e 75^0 W Greenwich, e paralelos 5^0 N e 34^0 S.

Sabe-se que a temperatura que atua no revestimento é função, entre outras variáveis, da insolação que está diretamente vinculada à latitude do ponto considerado.

Para bem considerar os fatores ambientais no projeto de pavimentos faz-se uma revisão de conceitos de climatologia bem como um levantamento de dados de pavimentos existentes quanto à estes aspectos.

2.3.1 CONCEITOS BÁSICOS DE CLIMATOLOGIA

O clima influencia diretamente as plantas, os animais e o solo. O clima passado (e presente) é um dos responsáveis pelo intemperismo das rochas e modelagem do relevo superficial da terra.

No caso de Pavimentos, o clima e as condições ambientais são fatores importantes que afetam o desempenho do pavimento.

Por outro lado, o clima próximo à superfície da terra é influenciado pelos elementos da vegetação, do relevo e do homem, por exemplo por suas obras de engenharia que alteram as condições ambientais, tais como criação de grandes reservatórios, barragens, cidades enormes, poluição, etc...

Os processos geomorfológicos e pedológicos só podem ser bem compreendidos se referidos ao clima atual e passado.

Faz-se normalmente uma distinção entre tempo e clima e consequentemente distingue-se meteorologia de climatologia.

A meteorologia é geralmente definida como a ciência da atmosfera quanto a seus aspectos físicos, químicos e dinâmicos em interação com a superfície terrestre, entendendo-se por "tempo" o estado médio da atmosfera num dado espaço de tempo (horas, dia, etc) e lugar. O clima é a síntese do tempo para um certo lugar durante um período de 30 anos ("Normais Climatológicas") incluindo o trabalho com média e desvios padrões, máximas e mínimas, bem como probabilidades de frequência de ocorrência de fenômenos (AYOADE (1988)). A climatologia inclui então uma generalização das observações para áreas semelhantes embora utilizando técnicas estatísticas.

A climatologia aplicada enfatiza as aplicações de conhecimento climatológico para soluções de problemas práticos bem como entendimento dos fenômenos que ocorrem e afetam a humanidade (Ex: Climatologia agrícola, das construções, urbana, etc...).

Os elementos básicos da Climatologia são as correntes atmosféricas e o balanço de radiação solar e em consequência pluviosidade, nebulosidade e a temperatura do ar.

A atmosfera é dinâmica e podem até ocorrer mecanismos de "feedback", onde os efeitos retornam reagindo para provocar modificações em suas causas. Isto faz com que exista uma variabilidade muito grande nos eventos climáticos bem como a delimitação de regiões de clima semelhante seja meramente indicativa, não existindo na prática uma divisão abrupta de climas, e sim uma alteração gradativa das

características consideradas para definir os tipos climáticos.

As grandes divisões que se fazem das regiões climáticas da terra são: região tropical, região temperada e região fria ou polar.

Existem vários critérios de definição de cada uma destas regiões porém no caso do Brasil, todas englobam a maior parte do país como tropical. Segundo AYOADE (1988) os trópicos podem ser definidos por:

1 - a área entre os trópicos de Câncer e de Capricórnio;

2 - a área entre as latitudes de 30^0 N e 30^0 S do Equador;

3 - a área onde a temperatura média anual é igual ou menor do que a amplitude média diária;

4 - a área onde a temperatura média ao nível do mar para o mês mais frio do ano nunca fica abaixo de 18^0C.

A Figura 2.14 mostra o domínio climático tropical no mundo segundo o terceiro critério, que representa 40% da área da superfície terrestre. Nesta região, as estações são definidas mais pela precipitação do que pela temperatura , dividindo a área em trópico úmido (mais que 600 mm de precipitação anual) e trópico seco.

Para uma classifição regionalizada em menor escala existem várias propostas, cada uma enfocando certos elementos climáticos com limites diferentes. Embora sabendo que o clima é um fenômeno multivariado, os elementos mais frequentemente usados para caracterizar o clima de uma região são a temperatura do ar e a precipitação.

Uma classificação racional de climas foi proposta por Thornthwaite em 1948 baseada no conceito de evapotranspiração potencial, no balanço hídrico e em um índice de umidade do solo derivado de dados climáticos. Este índice, bem como a clasificação decorrente foi aprefeiçoada em 1955 por Mather. NIMER & BRANDÃO (1985) apresentam uma boa análise do sistema de classificação de Thornthwaite-Mather, bem como propõem uma subdivisão mais detalhada dos climas superúmidos, além de apresentarem tabelas que possibilitam calcular o Índice de Umidade definidor do clima, neste critério (ver item seguinte).

O clima tropical difere bastante dos climas temperados principalmente quanto ao balanço energético, visto que a quantidade de insolação recebida nos trópicos é muito maior que nas regiões temperadas, que por sua vez tem maiores variações sazonais. Tanto nos trópicos quanto nas regiões temperadas existem diferenças entre os climas de locais marítimos e dos continentais, além da influência da altitude nos parâmetros climáticos.

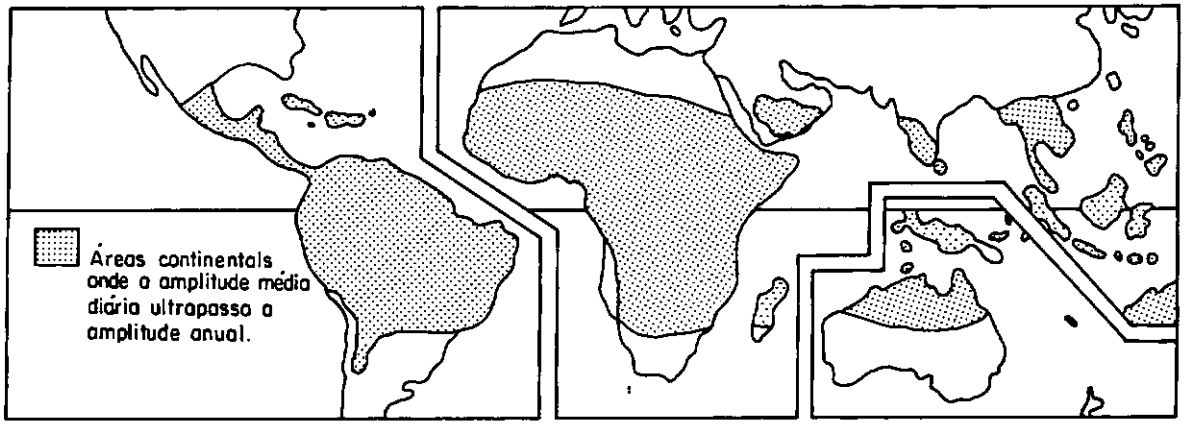


Figura 2.14 - O domínio climático tropical mundial (AYOADE (1988)).

Porém qualquer que seja o modelo de classificação usado, a distribuição dos tipos climáticos em mapas-mundi, indica os tipos que tendem a ser zonais quanto à localização, ressaltando o papel dominante da radiação solar e da latitude que a controla, no clima.

A quantidade de radiação solar incidente numa atmosfera depende de três fatores principais: período do ano, período do dia e latitude. A quantidade total de radiação recebida em determinado local é também, afetada pela duração do dia, (que varia com a latitude e com a estação do ano) além da presença ou não de nebulosidade, da presença ou não de água e da altitude do ponto considerado. A terra e água apresentam propriedades térmicas diferentes e reagem portanto de forma diferenciada à insolação. O solo se aquece e se resfria mais rapidamente que a água, reirradiando o calor para a atmosfera. A altitude exerce influência sobre o grau de insolação particularmente se se trata de uma análise em microescala ou escala local.

Existem vários equipamentos para medir a radiação solar, porém o mais comum ainda é a correlação entre a insolação e a duração dos períodos ensolarados, pela seguinte equação:

$Q = Q_o\ (a + bn/N)$ (Equação de Amgstron)

Q - insolação real;

Q_o - insolação possível nas coordenadas do ponto considerado dada por tabelas meteorológicas;

n - duração do período de brilho solar real (tamanho do dia);

N - duração máxima possível do período de brilho solar dado por tabelas meteorológicas;

a,b - constantes de regressão para cada ponto considerado.

A Tabela 2.9 mostra algumas destas constantes calculadas para

algumas localidades brasileiras, TUBELIS & NASCIMENTO (1980). Para localidades onde não se disponha destas constantes, pode-se estimá-las através da correlação:

$a = 0,29 \cos\phi$ onde: ϕ é a latitude do local

$b = 0,52$

A radiação solar diária Q_o, para uma superfície horizontal no topo da atmosfera é dada na Tabela 2.10, TUBELIS & NASCIMENTO (1980). Pode-se notar que a amplitude de variação de Q_o no ano é pequena no Equador e aumenta com a latitude, embora o total médio diário anual diminua com o aumento da latitude (maior diferenciação entre estações e mais frio). A Tabela 2.11 dá o número possível de horas de brilho de sol para o 15° dia do mês, para as várias latitudes.

A razão n/N define a insolação relativa ou seja quanto de nebulosidade existe no local. Definindo como cobertura do céu o complemento da insolação relativa, verifica-se que em termos médios anuais, o céu fica encoberto 52% do período diurno na região Norte, 49 na região Sul, 41% na Sudeste e Centro-oeste e apenas 34% na Nordeste.

As maiores taxas de radiação solar diária bem como as menores acontecem no Rio Grande do Sul. Os valores máximos (e mínimos) mostram-se crescentes (decrescente) com o aumento da latitude, de tal forma que a amplitude média anual é pequena na região do Equador e grande no extremo sul do Brasil. Esta tendência da amplitude aumentar com a latitude é a causa da diferenciação existente entre as estações do ano, mais acentuada no Sul e pouco evidente no Norte (Tabela 2.12).

Há que se considerar que a radiação solar em superfícies inclinadas e orientadas em sentidos diferentes podem ser bem diferentes da tratada até o momento, que se refere a superfícies horizontais. No caso de pavimentos, pode-se talvez, com boa aproximação considerar sempre a superfície como horizontal.

A radiação solar está diretamente vinculada à temperatura do ar e do solo, sendo esta manifestação mais imediata um fator bastante discutido do tempo atmosférico pela facilidade de medição. A temperatura de um elemento é determinada pelo balanço entre a radiação que chega e a que sai e pela sua transformação em calor, havendo fluxo de um corpo com temperatura mais elevada para outro com temperatura mais baixa. Vários fatores influenciam a distribuição espacial e temporal da temperatura atmosférica (em consequência do solo e do pavimento) entre eles a insolação recebida, a natureza da superfície, a distância de superfícies hídricas relevantes, o relevo e os ventos dominantes.

Tabela 2.9 - Constantes da equação de Angstrom para algumas localidades brasileiras.
(Tubelis e Nascimento,1980)

Localidade	Período	Dados	Q = Qo (a + b n/N)	
			a	b
Cananéia-SP	Junho	diários	0,276	0,696
Cananéia-SP	Dezembro	diários	0,247	0,757
Cananéia-SP	2 anos	mensais	0,214	0,852
Campinas-SP	8 anos	mensais	0,23	0,56
Pindamonhangaba-SP	9 anos	mensais	0,028	0,56
Ribeirão Preto-SP	5 anos	mensais	0,13	0,73
Piracicaba-SP	3 anos	mensais	0,18	0,62
Monte Alegre-SP	3 anos	mensais	0,19	0,61
Mococa-SP	2 anos	mensais	0,40	0,41
Presidente Prudente-SP	Setembro a Janeiro	diários	0,22	0,37
Presidente Prudente-SP	Fevereiro a Agosto	diários	0,17	0,41
Presidente Prudente-SP	1 ano	diários	0,19	0,39
Estado de São Paulo		mensais	0,24	0,58
São Luiz Gonzaga-RS		mensais	0,30	0,29
Passo Fundo e Cruz Alta-RS		mensais	0,18	0,40
Bagé, Alegrete e Uruguaiana-RS		mensais	0,25	0,38
Caxias do Sul-RS		mensais	0,25	0,53
Encruzilhada do Sul-RS		mensais	0,23	0,54
Pelotas-RS		mensais	0,20	0,49
Rio Grande e Santa Vitória-RS		mensais	0,16	0,69
Estado do Rio Grande do Sul		mensais	0,23	0,46
Botucatu-SP	4 anos	mensais	0,244	0,471
Botucatu-SP	Janeiro	diários	0,298	0,361
Botucatu-SP	Fevereiro	diários	0,304	0,335
Botucatu-SP	Março	diários	0,231	0,445
Botucatu-SP	Abril	diários	0,293	0,392
Botucatu-SP	Maio	diários	0,251	0,459
Botucatu-SP	Junho	diários	0,237	0,492
Botucatu-SP	Julho	diários	0,295	0,437
Botucatu-SP	Agosto	diários	0,235	0,491
Botucatu-SP	Setembro	diários	0,239	0,435
Botucatu-SP	Outubro	diários	0,211	0,508
Botucatu-SP	Novembro	diários	0,322	0,350
Botucatu-SP	Dezembro	diários	0,305	0,331
Recife-PE	306 dias	diários	0,26	0,31

Tabela 2.10 - Radiação solar diária em uma superfície horizontal no topo da atmosfera (cal/cm2.dia).
(Tubelis e Nascimento,1980)

Latitude	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
10°N	782	844	925	760	915	902	904	913	903	859	797	760
8°N	804	861	908	922	904	888	891	906	905	872	816	783
6°N	826	875	913	916	892	871	876	898	907	882	836	806
4°N	846	890	919	911	878	855	861	889	907	913	855	829
2°N	866	903	922	904	864	836	844	878	906	902	872	850
0°	886	914	924	896	848	817	828	868	904	910	889	871
2°S	903	926	925	888	832	798	809	856	901	917	905	891
4°S	920	936	925	877	815	777	791	842	897	924	920	909
6°S	936	944	924	866	797	757	771	819	892	929	933	928
8°S	952	953	922	855	778	735	750	813	886	932	945	945
10°S	965	959	919	841	759	712	729	798	878	935	958	961
12°S	978	964	913	828	738	690	707	780	869	936	968	976
14°S	990	969	908	812	716	666	684	763	860	937	977	991
16°S	1001	972	902	797	695	641	662	744	849	936	986	1003
18°S	1011	974	894	779	672	616	637	725	838	934	993	1015
20°S	1020	975	886	762	648	591	613	705	825	932	1000	1027
22°S	1028	975	875	743	625	565	588	684	811	928	1005	1037
24°S	1034	974	864	724	600	538	562	662	797	923	1008	1046
26°S	1040	971	853	703	575	511	536	640	781	916	1012	1054
28°S	1044	968	839	682	549	483	509	616	765	909	1014	1061
30°S	1048	964	825	660	523	456	482	593	747	901	1015	1067
32°S	1050	958	810	637	496	429	456	569	729	891	1015	1072
34°S	1053	952	794	614	469	400	428	543	709	880	1014	1076
36°S	1054	944	777	591	441	372	400	518	690	870	1012	1079
38°S	1053	935	759	566	413	344	372	492	669	858	1009	1081
40°S	1051	926	740	540	385	315	344	466	750	844	1005	1083

Tabela 2.12 - Número possível de horas de brilho de sol no 15° dia do mês. (Tubelis e Nascimento, 1980)

Latitude	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
10°N	11,6	11,8	12,1	12,4	12,6	12,7	12,6	12,4	12,2	11,9	11,7	11,5
8°N	11,7	11,9	12,1	12,3	12,5	12,6	12,5	12,4	12,2	12,0	11,8	11,6
6°N	11,8	11,9	12,1	12,3	12,4	12,5	12,4	12,3	12,2	12,0	11,9	11,7
4°N	11,9	12,0	12,1	12,2	12,3	12,4	12,3	12,2	12,0	12,0	11,9	11,9
2°N	12,0	12,0	12,1	12,2	12,2	12,2	12,2	12,2	12,1	12,1	12,0	12,0
Equador	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1
2°S	12,2	12,2	12,1	12,1	12,0	12,0	12,0	12,0	12,1	12,1	12,2	12,2
4°S	12,3	12,2	12,1	12,0	11,9	11,8	11,9	12,0	12,1	12,2	12,3	12,4
6°S	12,4	12,3	12,1	12,0	11,9	11,7	11,8	11,9	12,1	12,2	12,4	12,5
8°S	12,5	12,4	12,1	11,9	11,7	11,6	11,7	11,9	12,1	12,3	12,5	12,6
10°S	12,6	12,4	12,1	11,9	11,7	11,5	11,6	11,8	12,0	12,3	12,6	12,7
12°S	12,7	12,5	12,2	11,8	11,6	11,4	11,5	11,7	12,0	12,4	12,7	12,8
14°S	12,8	12,6	12,2	11,8	11,5	11,3	11,4	11,6	12,0	12,4	12,8	12,9
16°S	13,0	12,7	12,2	11,7	11,4	11,2	11,2	11,6	12,0	12,4	12,9	13,1
18°S	13,1	12,7	12,2	11,7	11,3	11,1	11,1	11,5	12,0	12,5	13,0	13,2
20°S	13,2	12,8	12,2	11,6	11,2	10,9	11,0	11,4	12,0	12,5	13,2	13,3
22°S	13,4	12,8	12,2	11,6	11,1	10,8	10,9	11,3	12,0	12,6	13,2	13,5
24°S	13,5	12,9	12,3	11,5	10,9	10,7	10,8	11,2	11,9	12,6	13,3	13,6
26°S	13,6	12,9	12,3	11,5	10,8	10,5	10,7	11,2	11,9	12,7	13,4	13,8
28°S	13,7	13,0	12,3	11,4	10,7	10,4	10,6	11,1	11,9	12,8	13,5	13,9
30°S	13,9	13,1	12,3	11,4	10,6	10,2	10,4	11,0	11,9	12,8	13,6	14,1
32°S	14,0	13,2	12,3	11,3	10,5	10,0	10,3	10,9	11,9	12,9	13,7	14,2
34°S	14,2	13,3	12,3	11,3	10,3	9,8	10,1	10,9	11,9	12,9	13,9	14,4
36°S	14,3	13,4	12,4	11,2	10,2	9,7	10,0	10,7	11,9	13,0	14,0	14,6
38°S	14,5	13,5	12,4	11,1	10,1	9,5	9,8	10,6	11,8	13,1	14,2	14,8
40°S	14,7	13,6	12,4	11,1	9,9	9,3	9,6	10,5	11,8	13,1	14,3	15,0

A natureza da superfície é significativa já que vai determinar os valores do albedo (capacidade de reflexão de uma dada superfície), do calor específico e da condutibilidade térmica. A Tabela 2.13 mostra uma comparação destas características para vários materiais.

Quando o albedo é elevado, menos radiação será absorvida pela superfície para a elevação de sua temperatura; quando o calor específico é alto, mais energia é absorvida pela superfície para aumentar sua temperatura.

Tabela 2.12 - Valores médios mensais extremos de radiação solar em alguns locais do Brasil - TUBELIS & NASCIMENTO (1980).

Locais	Máxima		Mínima		Amplitude (%)
	Langley/dia	Ocorrência	Langley/dia	Ocorrência	
RS-Estado	539	Janeiro	219	Junho	246
SP-Estado	522	Dezembro	313	Junho	167
Salvador-BA	513	Dezembro	283	Julho	182
Recife-PE	455	Novembro	303	Junho	150

Tabela 2.13 - Características térmicas de alguns materiais

Superfície	Albedo	Calor específico	Condutibilidade Térmica
Solo sem vegetação	7-20	0,22	4,00
Areia	15-25	0,19	0,86
Gramado	15-30	——	——
Neve	50-80	0,51	0,60
Concreto asfáltico	7	0,22	1,30
Água	6-40	0,94	1,40
Concreto c. p.	22	0,21	2,20

UNIDADES DE MEDIDA: Albedo - porcentagem
Calor especifico - cal/g $^{\circ}$C
Condutibilidade Térmica - caloria grama por segundo por cm^{2} $^{\circ}$C (x 10^{3})

O solo troca calor com a atmosfera, às vezes absorvendo as vezes cedendo, ou seja, o balanço de radiação solo-atmosfera pode ser positivo ou negativo. A intensidade dos fluxos de calor no solo depende

da condutividade térmica, da densidade aparente e do calor específico da camada, que por sua vez são função da composição, estrutura e umidade do solo. A temperatura do ar e do solo tem uma variação diária e sazonal que decorre do curso do balanço de radiação solar global. Para o solo a variação diária (e anual) diminui de amplitude térmica com o aumento da profundidade, bem como há um retardamento em relação as máximas e mínimas temperaturas em termos de horas (mês) de ocorrência com a profundidade até uma certa profundidade onde ocorre isotermia diária. Entretanto a temperatura média anual do solo praticamente não varia com a profundidade até 1 metro (TUBELIS & NASCIMENTO (1980)).

A medição da temperatura do ar para efeito de Normais Climatológicas é feita sob condições padronizadas, com termômetros ou termógrafos aferidos. Existe uma casinhola padrão de madeira com venezianas, na qual se instalam termômetros comuns e de máxima e mínima, à sombra, sem estar sujeito a ventos fortes ou chuvas, a 1,5 m do chão, que deve ser gramado.

A variação diária da temperatura do ar é função da temperatura do solo, que é consequência da radiação. Esta temperatura do ar varia com altura do ponto de leitura, tendo também uma defasagem de máximo à medida que se afasta do solo.

Também a variação anual da temperatura do ar é determinada basicamente pelo curso anual da radiação solar global, tendo uma certa defasagem de aproximadamente um mês em relação as temperaturas extremas versus radiações extremas.

A temperatura média anual é função da latitude, em termos mundiais. Também a amplitude térmica média anual definida como a diferença entre as temperaturas médias dos meses mais quente e mais frio, aumenta com a latitude, embora ambas sofram efeitos modificadores de fatores tais como altitude, continentalidade e características da superfície tais como ausência ou presença de vegetação, etc. Como exemplo, cita-se o sertão do Nordeste que quase não tem vegetação e água, o que leva a baixíssima evaporação tendo como consequência altas temperaturas do solo e ar enquanto na floresta amazônica o aquecimento do ar/solo é amortecido pela intensa evapotranspiração. Nos trópicos a amplitude diurna é maior que a anual.

A precipitação é o segundo ponto de importância nos estudos climatológicos, constituindo-se no principal mecanismo natural de restabelecimento dos recursos hídricos da terra, ocorrendo sob as formas de chuva, granizo ou neve.

A distribuição da precipitação sobre a superfície da terra é muito mais complexa do que a da insolação ou da temperatura, em termos mundiais. Há precipitação abundante na zona equatorial, que vai diminuindo em direção aos polos. O padrão de distribuição porém não é muito regular devido a influência de vários fatores tais como topografia, continentalidade, direção e caráter das massas de ar predominantes, etc. A distribuição sazonal da precipitação é tão importante porém, quanto o volume total anual. Em muitas partes dos trópicos, a precipitação ocorre principalmente durante o verão abrangendo até um semestre, enquanto o outro semestre é caracterizado como estação relativamente seca, principalmente no inverno. Pelo fato de que a temperatura é muito mais uniforme, a distribuição sazonal da precipitação é que constitui a base da maioria das classificações ou subdivisões dos climas tropicais.

AYOADE (1988) define os seguintes regimes principais de precipitação pluvial quanto a sazonalidade:

a - precipitação equatorial - chuvas abundantes durante todo o ano;

b - precipitação de savana - ocorre durante o verão;

c - precipitação do deserto tropical - baixa precipitação em todas as estações;

d - precipitação mediterrânea - ocorre principalmente no inverno. O verão é seco;

e - precipitação do oeste europeu - chuvas abundantes, porém mais no inverno que no verão;

f - precipitação continental - chuvas principalmente no verão;

g - precipitação costeira de leste - elevada, provinda dos ventos marítimos nos trópicos;

h - precipitação polar - baixa, máxima no verão.

Existe também uma variação diária na incidência da precipitação, que embora menos importante que o regime sazonal em termos climatológicos, é primordial para os transportes e para os pavimentos em geral. A chuva que cai durante o dia está mais sujeita à evaporação, por exemplo. Pode-se distinguir dois tipos de variação diurna da precipitação segundo AYOADE (1988), embora os padrões observados realmente sejam mais complexos:

a - tipo continental ou interior - onde a maior parte da precipitação tende a ocorrer nas horas mais quentes do dia.

b - o tipo marítimo ou litorâneo - onde a maior parte das chuvas ocorre durante a noite e primeiras horas da manhã.

Outro aspecto que deve ser enfatizado a respeito da precipitação nas regiões tropicais é a variabilidade ano a ano das quantidades de chuvas, quer sazonalmente, quer anualmente, particularmente nas áreas mais secas, onde ocorrem desvios significativos em relação às Normais. Existe como que uma relação inversa entre quantidade de precipitação e a variabilidade desta. A variabilidade é pequena nas regiões úmidas dos trópicos e grande nas áreas secas e subsecas, até subúmidas. Outra característica de precipitação, tais como duração, frequência, quantidade e intensidade das tempestades são de interesse hidrológico, e também para estabilidade de taludes e encostas, para o controle de erosão etc.

A intensidade da precipitação média mostra amplas variações sazonais e espaciais particularmente nos trópicos. A quantidade de precipitação por dia de chuva geralmente aumenta à medida que a precipitação anual aumenta. As tempestades constituem um aspecto importante do clima tropical e produzem intensidade muito elevada de precipitação, ocorrendo em poucas horas e em áreas restritas, produzindo um padrão desigual da precipitação para um dia, ou até para um mês. Porém quando se trabalha com as médias normais esta irregularidade pode ficar mascarada entre outros dados. Outro estudo da área de interesse seria o tempo de recorrência ou período de retorno dos eventos extremos, tais como máximas tempestades ou secas totais prolongadas.

Como comentário, pode-se dizer que todas as formas de transporte são vulneráveis às condições climáticas,em graus variáveis dos efeitos, até porque se desenvolvem cada vez mais tecnologias para superar estas questões. Há que se considerar os efeitos da precipitação, dos ventos, temporais, congelamento do solo e altas temperatura nos transportes quer nos veículos/motoristas, quer nas estruturas (ferrovias, rodovias, aeroportos, ruas e avenidas).Por outro lado, estas mesmas estruturas construídas pelo homem para conduzir o tráfego podem influir nas condições ambientais/climáticas, notadamente nos centros densamente povoados. Os pavimentos em geral impermeáveis alteram a proporção de "run-off", armazenam radiação durante o dia que liberam à noite, alteram as superfícies naturais substituindo-as por outra de albedo, propriedades térmicas e hidrológicas diferentes. A poluição causada pelos veículos modifica a composição química da atmosfera e altera a entrada e distribuição de radiação solar. Já está provado que

em áreas urbanas a temperatura é superior às regiões rurais circunvizinhas ("ilhas de calor"), com consequências boas e ruins.

O mecanismo de congelamento do solo é extremamente complexo e dependente de vários fatores, só ocorrendo se uma conjunção deles acontece. São essenciais para a ocorrência do congelamento que pelo menos estes três fatores ocorram:

1 - o solo seja suscetível ao congelamento;

2 - a temperatura do ar caia vagarosamente;

3 - exista excesso de água no solo;

Os solos suscetíveis ao congelamento são em geral aqueles que contém mais que 3% em peso de partículas menores que 0,02 mm, em várias escalas de suscetibilidade, quanto maior a quantidade de finos mais suscetível. Daí a preferência por bases granulares ou de brita que sempre existiu nos países de clima frio ou temperado.

A temperatura do ar além de baixar lentamente até menos de $0^{o}C$ deve também permanecer nesta condição por vários dias para que o processo de congelamento do solo ocorra. Deve-se considerar que a temperatura do solo é sempre maior que a temperatura do ar, e que, ainda mais, sob o revestimento asfáltico que é escuro a temperatura das camadas de solo deve ser um pouco mais alta que no solo natural. Além disto as características físicas dos solos em si alteram a condução e absorção de calor, dependendo da umidade, densidade e granulometria entre outros fatores (ver Tabela 2.13).

O calor específico da água é 1,0 BTU/pounds/◦F enquanto do gelo é 0,5 e dos minerais que compõe o solo é, aproximadamente 0,17, portanto a quantidade de água disponível no solo (umidade ou água livre) influencia a capacidade de aquecimento do solo.

Por fim, a exigência de excesso de água presente no solo para que ocorra o congelamento leva a que se justifique mais uma vez a classificação de solos suscetíveis ao fenômeno como aqueles que apresentam alto potencial de capilaridade, que é inversamente proporcional ao diâmetro efetivo (D_{10}) do solo. Presença de lençol d'água, ou entrada de água por qualquer mecanismo, especialmente pelas laterais do pavimento favorecem o congelamento. Portanto, uma drenagem eficiente deve ser reconhecida como também pertinente ao processo de evitar a formação de gelo no solo.

Existem fórmulas adequadas que permitem calcular a profundidade máxima na qual vai ocorrer o congelamento para uma camada ou para sistema em camadas (Yoder e Witczak, 1975) e assim programar

alguma forma de contornar o problema.

Existem também tentativas para se considerar a água pluvial no dimensionamento de pavimentos. Porém a precipitação é um fenômeno complexo que até hoje só tem sido considerado de maneira qualitativa.

Outro aspecto a ser considerado é que existe uma perda às vezes até bastante acentuada de capacidade de suporte do solo no período do degelo da primavera que leva a um enfraquecimento das camadas inferiores que pode chegar a 40% da resistência inicial da camada. E isto é cumulativo: a cada período de gelo-degelo, menor a densidade do solo por expansão da água quando congela e maior sua capacidade de absorção de água, maior a perda de capacidade de suporte. Ja se vê então que é bastante necessário evitar o congelamento do solo.

No Brasil este fenômeno no entanto não ocorre por se tratar de região tropical de clima quente na maior porção do seu território, e, mesmo nas pequenas áreas onde ocorre temperatura do ar um pouco abaixo de $0^{0}C$, isto é um fenômeno esporádico e de curta duração. Além do mais os lençóis d'água são profundos e a ascensão capilar pequena no subleito e pavimento, como demonstram várias pesquisas realizadas de medição de umidade no campo nas diversas camadas que indicam umidade de equilíbrio em torno da ótima (ver MEDINA (1988b) e MOTTA & MEDINA (1989)).

2.3.2 CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA DAS REGIÕES GEOGRÁFICAS BRASILEIRAS

A base para esta caracterização será NIMER (1979), IBGE (1977).

Cada região foi enfocada segundo os principais aspectos térmicos e pluviométricos, concluindo com as principais diferenciações climáticas dentro de cada uma.

Os critérios e parâmetros utilizados são:

- fatores estáticos ou geográficos: relevo, latitude, continentalidade ou maritimidade, etc.
- fatores dinâmicos: sistemas de circulação atmosférica
- temperaturas médias, máximas e mínimas normais

Quanto à temperatura distinguem-se os tipos climáticos pela Temperatura Média (TM) do mês mais frio, sendo que:

$TM \geq 18^{0}C$ $\Longrightarrow$ Clima quente

$15^{0}C < TM < 18^{0}C$ $\Longrightarrow$ Subquente

$10^{0}C < TM < 15^{0}C$ $\Longrightarrow$ Mesotérmico Brando

$0^{0}C < TM < 10^{0}C$ $\Longrightarrow$ Mesotérmico Médio

O clima quanto à pluviosidade se classifica em:

- Superúmido: sem seca ou com subseca;
- Úmido: com 1 a 3 meses secos;
- Semi-úmido: com 4 a 5 meses secos;
- Semi-árido: 6 a 10 meses secos;
- Desértico: 11 a 12 meses secos.

Considera-se como seco aquele mês no qual o total das precipitações (P), em milímetros, é menor ou igual ao dobro da temperatura média em graus Celsius (T):

$P \leq 2T \Rightarrow$ Seco

$P \leq 3T \Rightarrow$ Subseco

Os dados meteorológicos são obtidos das Normais Climatológicas (INM (1977)).

Quanto à temperatura as regiões brasileiras podem ser descritas como se segue:

a - **Região Norte** - possui clima quente com temperaturas médias que variam entre 24 a $28^{0}C$. Entretanto, em virtude da forte umidade relativa e intensa nebulosidade, as máximas diárias médias não são tão elevadas. As máximas absolutas do ano giram em torno de $38^{0}C$ na maior parte da região, com parte do Pará apresentando temperaturas de $40^{0}C$ e

até 42°C. Quanto às mínimas temperaturas, em média permanecem entre 16 a 22°C na maior parte da região, sendo que no Acre e Rondônia podem ocorrer temperaturas mínimas absolutas bem menores, porém em pouquíssimos dias por ano. Há que se notar que nesta região as variações térmicas diárias são maiores que a variação anual, o que é característico das regiões de baixa latitude. A amplitude térmica diurna média na região Norte, tomando por base a média das máximas e das mínimas diárias, fica em torno de 8 a 14°C que é menor que de outras regiões nas mesmas condições de latitude e altitude (bastante baixa) devido à presença maciça de vegetação e vastas superfícies líquidas.

A Região Norte portanto apresenta homogeneidade espacial e estacional quanto à temperatura, não tendo muita variedade térmica ao longo do ano e do território.

b - **Região Nordeste** - as condições topográficas que permeiam amplas planícies com serras ou chapadões e a posição geográfica em relação aos diversos sistemas de circulação atmosférica, fazem com que a climatologia desta região seja uma das mais complexas do mundo. Isto não se reflete muito nos índices térmicos porém mais na pluviosidade, como se verá.

O fato da região se localizar próxima ao Equador, na zona intertropical, faz com que esteja submetida à forte radiação solar, uma vez que nas latitudes baixas o sol atinge o zênite duas vezes por ano, ou seja, a altura do mesmo em relação ao horizonte é maior.

As médias de temperaturas anuais ficam entre 26 e 28°C na maior parte da região excluindo o litoral e as partes de altitudes mais elevadas, onde as médias anuais podem chegar a 20°C. A variação anual das temperaturas médias também não é importante, conforme se deve esperar da posição geográfica desta região. O mês mais quente, considerando o NE como um todo seria novembro, apresentando então média das máximas entre 30 e 36°C na maior parte do seu território. Em termos de máximas absolutas, já se registraram oficialmente de setembro a janeiro temperaturas de 40°C ou mais em vasta região do Maranhão e Piauí e ao longo do Rio São Francisco. Na maior parte da região a máxima absoluta fica entre 36 e 38°C. Quanto às mínimas absolutas, grande parte da região nunca apresenta temperaturas inferiores a 16°C. As mínimas absolutas mais importantes estão relacionadas aos pontos mais elevados sendo que acima de 800 m de altitude registram-se mínimas de 8°C ou menos e a 1000 m os termômetros já desceram a valores menores que 4°C.

Porém não duram mais que 2 dias na maioria das vezes. A média mensal do mês mais frio no entanto, exprime melhor a condição de constância das temperaturas em altos níveis nesta região, mostrando que na maior parte deste território a temperatura média fica acima de 18°C o que caracteriza a região como quente.

c - **Região Sudeste** - o Sudeste representa a região brasileira de maior diversificação em termos de temperatura. A localização geográfica entre os paralelos 14 a 25° Sul indica uma zona tropical, o que leva a forte radiação solar. Com isto tem-se maiores condições de evaporação, ainda mais favorecida pela posição litorânea de quase toda a região. A caracterítica mais marcante do rítmo do clima é definida por duas estações, a chuvosa e a seca, além de uma distinção não desprezível entre as temperaturas máximas diárias registradas no verão e as mínimas no inverno. Além disso existe grande variação em relação às Normais Climatológicas (anos de verão muito quente e longo, ou anos de inverno intenso e rigoroso). No entanto predomina o caráter tropical, embora de transição para temperado, que se reflete no seu regime térmico.

A distribuição das temperaturas médias anuais mostra duas áreas de índices elevados: o litoral, independente da latitude, e o interior nos vales do São Francisco e Paraná e no Triângulo Mineiro de 22 a 24°C ou pouco mais. Nas áreas serranas, a média fica entre 18 e 20°C, podendo ser pouco menor que 18° nos níveis mais elevados. Para a maior parte da região o mês mais quente é janeiro, com média das máximas de 30 a 32°C nas baixadas e 26 a 29°C nos locais mais elevados. A máxima absoluta nas serras nunca passa de 34°C, enquanto nos vales do São Francisco e Jequitinhonha gira entre 38 e 40°C, e nas baixadas fluminense e paulista fica entre 40 e 42°C.

As temperaturas elevadas predominam de setembro a março, enquanto de maio a agosto as temperaturas são sensivelmente mais baixas, com mínimo em julho. Nesta época somente o litoral do Rio e Espírito Santo não registra temperaturas inferiores a 8°C. Nas serras atinge-se até -4°C e no interior nas partes baixas pode acontecer mínima absoluta de 0°C em grandes extensões. Nesta região já começa a ser frequente o fenômeno das geadas. A média das mínimas é bastante influenciada pelo relevo: no litoral fica entre 18 e 16°C e no interior varia de 12 a 10°C. No entanto nas regiões serranas a média das mínimas fica entre 8 e 6°C. O que caracteriza a região Sudeste neste particular são as médias inferiores a 18°C para o mês mais frio, embora se situe quase totalmente

na zona intertropical. É a influência da orografia e da maritimidade que leva a mínimas muito baixas e não permite máximas elevadas no inverno. Portanto apresenta regiões subquentes.

d - **Região Sul** - a região sul caracteriza-se por uma homogeneidade climática e um rítmo estacional bem característico, com domínio quase absoluto do clima mesotérmico temperado. A posição geográfica coloca-a no interior da zona temperada, já que se situa entre o trópico de Capricórnio e os paralelos 30 e 34^{o}S. Nestas latitudes médias o Sol nunca atinge o zênite, portanto a radiação solar não é das mais fortes, embora aconteça uma intensa insolação e evaporação em certas épocas do ano. Quanto ao relevo é bastante simplificado, apresentando largas extensões de planalto sobre as quais situam-se áreas serranas. No Rio Grande do Sul tem-se importantes regiões de baixadas.

As temperaturas médias anuais ficam entre 14 e 18^{o}C na maior parte da região. Somente uma pequena área no norte do Paraná e no seu litoral apresenta média entre 20 e 22^{o}C.

É comum acreditar que nas regiões temperadas não faça calor, porém isto não é verdade, já que o sol em dezembro e janeiro incide sobre o Rio Grande do Sul, por exemplo, com inclinação semelhante à do Equador decorrendo daí forte calor no verão podendo chegar a 40^{o}C, já que também os dias são bastante longos. Ao relevo cabe quase exclusivamente o controle da distribuição geográfica da temperatura no verão. As médias das máximas diárias nos planaltos fica entre entre 24 a 27^{o}C, enquanto nas superfícies baixas é superior a 30^{o}C, chegando em janeiro e fevereiro a ser superior a 32^{o}C na maior parte das áreas de vales, Depressão Central e Campanha Gaúcha. As temperaturas máximas absolutas são das mais altas do país, girando entre 38 e 40^{o}C, com alguns registros de 42^{o}C.

Quanto ao inverno, apesar da região sul estar na zona subtropical, é bastante acentuado na maior parte do território, sendo que de maio a agosto a temperatura média se mantém relativamente baixa, entre 10 e 15^{o}C no mês julho que é o mais frio. Em áreas mais elevadas a média é inferior a 10^{o}C podendo ser considerado um inverno rigoroso, já que resulta de temperaturas máximas relativamente baixas e mínimas relativamente muito baixas no mês mais frio. A média das mínimas diárias fica entre 10 e 12^{o}C no litoral e norte do Paraná e no resto da região fica entre 6 e 8^{o}C. A ocorrência média de noites frias (T≤ 0^{o}C) varia entre 1 e 15 noites por ano.As temperaturas mínimas absolutas vão de 0^{o}C

no litoral a -10°C nas maiores altitudes, sendo grande a extensão atingida por temperaturas entre -4 e -8°C. É muito comum o fenômeno de geada no sul do Brasil durante o inverno, sendo a ocorrência média em termos de noites no ano que apresentam este fenômeno função da latitude e da maritimidade: no norte do Paraná e no litoral tem-se em média 3 a 5 vezes por ano, enquanto no extremo sul e regiões mais elevadas tem-se de 15 a 20 ocorrências por ano, podendo chegar a 30 dias de geada nas superfícies mais elevadas. A ocorrência de geada pode implicar em resfriamento do solo a temperaturas abaixo de 0°C (geada branca).

Nesta região tem-se também, como fenômeno esporádico a precipitação de neve, devido à presenca do Planalto Meridional, em alguns pontos elevados e no máximo durante 3 dias.

Uma das caracteríticas mais importantes desta região são as mudanças bruscas de tempo.

Quanto ao comportamento térmico então pode-se dizer que esta região apresenta pequena área de clima subquente (norte e oeste Paraná), a maior parte (82%) no domínio mesotérmico brando (temperatura média pelo menos em 1 mês inferior a 15°C) e, acima de 1000 m clima mesotérmico médio (3% da área), concentrado principalmente na Chapada de Palmas e de São Joaquim, onde a temperatura média em pelo menos um mês do ano é inferior a 10°C. Nesta pequena região de clima mesotérmico médio o inverno é acentuado e o verão ameno.

e - **Região Centro-Oeste** - apresenta a região centro-oeste uma diversidade térmica bastante grande ao longo do seu território devido, predominantemente, aos fatores geográficos. Extende-se esta região entre os paralelos 5 e 22°S, numa diversificação latitudinal sem igual nas outra regiões. Além disso tem um relevo bastante característico, que, apesar de não apresentar serras, apresenta vastas planícies (menos 200 m de altitude), extensas chapadas sedimentares (entre 700 e 900m) e elevadas superfícies cristalinas (de 900 a 1200m de altitude).

Além disso é uma região interior, fazendo com que esta continentalidade impeça a interferência das influências marítimas.

A temperatura média oscila entre 20 e 26°C, tanto menor quanto maior a altitude. O mês mais quente é setembro ou outubro em quase toda a região. Assinala média de 26 a 28°C no norte da região, 24 a 26°C no centro e sul nas baixa altitudes e inferior a 24°C nas cotas mais elevadas. Nestes meses a média das máximas variam entre 32 a 36°C no norte, de 32 a 30°C no centro-sul. As máximas absolutas não raras vezes

atingem 40°C e até 42°C no nordeste de Minas Gerais, norte de Goiás e Pantanal, na primavera. O inverno pode apresentar temperaturas muito baixas, pela secura do ar e continentalidade. No entanto, também ocorrem nesta época temperaturas máximas elevadas, o que faz com que a média seja alta. A maior parte da região não possui nem um mês com temperatura média do mês mais frio inferior a 20°C, apenas algumas áreas mais ao sul apresentam média de 18°C ou menos. As mínimas absolutas são raríssimas, mas são bastante baixas sendo 0°C em grande parte do centro-sul e para o norte crescem de 4 até 12°C, no extremo norte da região. A média das mínimas do mês mais frio (julho) varia de 14 a 18°C no norte até 8 a 12°C nas chapadas e região de Brasilia. Portanto nesta região predominam temperaturas elevadas na Primavera-Verão porém com inverno ameno a frio, principalmente no centro-sul, pelo efeito da latitude e altitude .

Quanto aos principais aspectos pluviométricos, as regiões brasileiras se apresentam como se segue:

a - **Região Norte** - em virtude do sistema de circulação atmosférica e pela presença da floresta amazônica, a Região Norte apresenta o maior total pluviométrico anual do Brasil.

A maior parte da região recebe acima de 2500 mm de chuva por ano, e em seu corredor de mais baixa precipitação ocorrem chuvas de 1500 a 1750 mm, em Roraima e parte do Pará. Outro aspecto interessante é que existe uma amplitude pluviométrica acentuada (considerado a pluviometria do mês mais chuvoso em relação aquele menos chuvoso), variando de 200 mm a 500 mm.

O trimestre mais chuvoso é bastante variável, já que esta região geográfica tem áreas no hemisfério Norte, é cortada pelo Equador, e se extende abaixo do paralelo 10°S. Assim, em Roraima o trimestre mais chuvoso é Maio-Junho-Julho e à medida que se desce para o sul os trimestres mais chuvosos vão mudando (AMJ - MAM - FMA - JFM) cada vez mais até que no Acre a Rondônia passa a ser Dezembro - Janeiro - Fevereiro. Excluindo pequenas áreas próximas a Belém, todo o restante do território regional possui, normalmente, um período caracteriticamente seco de pelo menos um mês, sendo que algumas áreas daquele citado corredor de mais baixa precipitação pode até apresentar 4 a 5 mêses secos, embora não se trate aqui de ausência total de chuvas, mas sim de pequena intensidade em relação ao resto do período.

Na Região Norte a média dos desvios pluviométricos anuais positivos ou negativos em relação à Normal fica entre 10 e 25%, embora

possa acontecer chuvas de até o dobro da Normal, em alguns anos. Esta falta de regularidade pode levar a uma flutuação muito grande dos períodos secos na Região Norte.

b - **Região Nordeste** - no Nordeste a distribuição irregular das chuvas assume uma grande importância do ponto de vista climático. As características de instabilidade pluviométrica desta região prende-se à sua posição geográfica sujeita a 4 sistemas de correntes atmosféricas que se contrapõem. As chuvas se distribuem nitidamente descrescendo da periferia da região para o interior (quer do litoral quer da fronteira com a região Norte) em decorrência da própria atuação destas correntes que diminuem para o Sertão. A fronteira com a região Norte e Centro Oeste, englobando quase todo o Maranhão e parte da Bahia fica abrangida pela isoieta de 1250 mm de chuva anual para mais chegando a 2000 mm numa pequena parte norte do Maranhão. Da mesma forma, o litoral leste é marcado por esta mesma condição. No entanto, todo o interior fica abaixo de 1000 mm anuais em média, caindo abaixo de 500 mm no Raso da Catarina (Bahia - Pernambuco) e depressão de Patos (Paraíba). Por outro lado existem núcleos de precipitação mais elevadas, mesmo no interior, nos locais onde aparecem as serras. As máximas chuvas não ocorrem numa mesma época em toda a região, podendo se distinguir pelo menos três regimes distintos:

a - ao longo do litoral oriental: regime mediterrâneo com máximo no outono ou inverno, e mínimo na primavera ou verão;

b - dos paralelos $5^{o}S$ a $9^{o}S$ (Maranhão a Pernambuco): regime tropical da zona equatorial, com máximo no outono no verão e mínimo no inverno.

O mais crítico nesta região no entanto é a distribuição anual muito concentrada em poucos meses, sendo que a porcentagem da precipitação máxima em 3 meses consecutivos é na maioria da região maior que 50%, chegando até a 70%. Desta forte concentração estacional resulta a existência de uma estação muito chuvosa com presença de chuvas torrenciais e um período de duração variável muito seco. A duração do período seco é muito complexa devido a influência da orografia, mas de uma certa forma repete a distribuição das isoietas anuais. Quanto aos desvios em relação à Normal são bastante elevados (de 25 a 55%) tanto maiores quanto mais seca a região.

c - **Região Sudeste** - existe nesta região os maiores contrastes morfológicos do Brasil. Sucedem-se numerosas serras e amplos vales muito rebaixados em contrastes muito violentos. Este aspecto da topografia favorece as precipitações porque aumenta a turbulência do ar. O regime de chuvas é bastante diversificado nesta região. O litoral em geral concentra as áreas de maiores precipitações e quando em altitudes mais elevadas ocorrem acima de 2000 mm anuais de chuva. A maior parte do interior de São Paulo está envolvida pela isoieta de 1250 mm anuais, enquanto Minas Gerais tem a parte sul do estado variando entre 1500 e 1750 mm e a parte norte entre 1250 e 1000 mm. As serras do Mar e Mantiqueira exercem influência determinante nas precipitações concentrando os índices mais elevados de precipitação. Na Serra do Mar, em torno de Paranapiacaba ocorre o máximo pluviométrico brasileiro com mais de 4400 mm anuais.

Quanto ao regime estacional, compreende a máxima precipitação no verão (dezembro ou janeiro) e a mínima no inverno (julho).

Por se tratar de uma região tropical a distribuição das precipitações se caracteriza por sua grande concentração em poucos meses, sendo que na maior parte da região mais de 50% do total anual se concentra em 3 meses, sendo que nos litorais paulista e capixaba baixa para 40 a 35%, e no Rio de Janeiro de 30 a 25%. A metade Norte da região Sudeste tem nos meses de Novembro-Dezembro-Janeiro sua época de precipitação máxima enquanto a parte sul a tem em Dez - Jan - Fev. Assim a região Sudeste apresenta uma estação chuvosa muito copiosa e um período seco. A distribuição e duração dos períodos secos seguem mais ou menos as isoietas. Nas escarpas e serras as chuvas são frequentes e abundantes e o período seco é mínimo ou inexistente, enquanto os vales tem período seco mais prolongado chegando até 6 meses como por exemplo no vale do Jequitinhonha. Minas Gerais apresenta de 4 a 6 meses de seca em seu território, enquanto as regiões serranas e litoral são praticamente sem seca.

Quanto aos desvios médios em relação às Normais, esta região apresenta bastante diversificação, sendo tanto maior quanto menor for a altura de precipitação anual. Nas serras estes desvios ficam em 15% ou abaixo, enquanto na maioria da região giram entre 20 a 30%, com áreas de vales onde podem chegar a 50% em média. Porém estes desvios podem em certos anos ser de 3 vezes mais chuvas do que a média até nenhuma chuva em outros anos. Infelizmente não existe uma periodicidade para estes fortes desvios negativos ou positivos, o que torna difícil, embora,

imprescindível, a previsão de tais fenômenos por todos os aspectos técnicos, econômicos e sociais que implicam.

d - **Região Sul** - apresenta uma distribuição bem uniforme de precipitação, com altura anual que varia de 1250 a 2000 mm, não apresentando nenhum local com precipitação excessiva ou carente. Além disso, existe uma boa distribuição ao longo do ano, fazendo com que não exista uma predominância que permita distinguir uma época de seca e outra chuvosa. A precipitação máxima em três meses consecutivos varia em média entre 25 a 35% do total anual, concluindo-se que em qualquer época do ano o Sul é bem regado por chuvas. Não existe portanto uma definição inequívoca de máximas e mínimas, porém pode-se notar uma predominância relativa assim distribuida:

a - Paraná - regime tropical: máximo no verão e mínimo inverno, sendo o trimestre mais chuvoso Nov-Dez-Jan no oeste do estado e Dez-Jan-Fev no leste. Isto também ocorre no litoral de Santa Catarina.

b - Interior de Santa Catarina e Rio Grande do Sul: à medida que se avança para o extremo sul as máximas passam a ocorrer no inverno e as mínimas no verão o que caracteriza o clima mediterrâneo.

Do equilíbrio do regime chuvoso já comentado resulta que esta região não possui uma estação seca, somente uma pequena área do noroeste do Paraná apresenta um mês seco por ano (2,66% da região sul).

Quanto à variabilidade do clima na região sul, esta possui os menores desvios anuais do Brasil, com a maior parte do seu território sujeito a um desvio médio entre 15% e 20%, e um terço abaixo de 15% até 10%. A Região Sul portanto caracteriza-se por uma condição favorável a respeito da pluviometria, quer quanto aos totais anuais, quer quanto à sua regular distribuição ao longo do ano, e ainda quanto à pouca variabilidade em relação às Normais Climatológicas.

e - **Região Centro-oeste** - apresenta a região Centro-Oeste uma condição de circulação atmosférica que determina uma uniformidade regional quanto à pluviosidade, sem interferências topográficas importantes. De um núcleo mais chuvoso ao Norte de Mato Grosso onde a pluviosidade chega a 2750 mm anuais, valor que vem decrescendo progressivamente até 250 mm na parte sul do Estado de Mato Grosso do Sul. Já os Estados de Goiás e Tocantins praticamente recebem de 1500 a

1750 mm anuais. Entretanto, a distribuição ao longo do ano é irregular, com máxima no verão e mínima no inverno. Mais de 70% do total de chuvas do ano acontecem de Novembro a Março, sendo geralmente o trimestre mais chuvoso janeiro/março ao norte, dezembro/fevereiro no centro e novembro/janeiro no sul, quando então chove de 45 a 55% do total anual. Ocorre em geral na região, um inverno excessivamente seco com raras chuvas. Toda a região Centro-oeste tem pelo menos 1 mês seco, variando de 1 a 5 meses em média conforme a posição geográfica: 4 a 5 meses em todo o estado de Goiás e Tocantins, 1 mês ao sul do Mato Grosso do Sul e até 3 meses no norte deste estado; 4 meses no sul Mato Grosso até 2 meses no norte do mesmo estado.

A região Centro-oeste apesar da sua posição tropical apresenta pouco desvio em relação à normal, se comparada às outras regiões. A maior parte do território tem desvios médios inferiores a 15% em relação às Normais Climatológicas (raramente atingem 50% de desvio).

2.3.3 ÁGUA NOS PAVIMENTOS

A água afeta todas as obras de terra. Em particular os pavimentos são altamente afetados pela chuva e pelo lençol d'água, por serem estruturas lineares "esbeltas" e relativamente estreitas, que, apesar de relativamente impermeáveis (uma das funções do revestimento), sofrem trincamento que permitem a entrada da água. Além disso estão em contato com os materiais laterais que não estão protegidos.

A umidade dos subleitos e camadas é afetada por várias fontes de água, segundo YODER & WITCZACK (1975):

1 - fissuras no revestimento;

2 - revestimento permeável;

3 - bordos do pavimento;

4 - movimentos laterais através do acostamento;

5 - percolação de água;

6 - lençol d'água alto;

7 - movimento do lençol d'água;

Portanto, a origem das águas tanto podem ser superficiais (chuvas e outros) como do lençol d'água.

Existem três princípios que podem nortear os projetos dos pavimentos quanto à ação danosa da água:

1 - manter a água fora dos locais onde possa causar problemas ou seja, não permitir a entrada de água livre nas camadas e subleitos quer superficiais, quer do lençol d'água;

2 - remover rapidamente qualquer água que entre na estrutura pelos métodos de drenagem;

3 - fazer pouco ou nada com relação à entrada de água na estrutura e dimensionar considerando o excesso de água que possa vir a existir.

Aparentemente tem imperado o terceiro princípio, visto que se supõe que o uso de ensaios de resistência em amostras saturadas e a selagem das superfícies seriam suficientes para resolver o problema da água nos pavimentos. Os sistemas de drenagem são utilizados quase sempre só para controle de lençóis d'água elevados, nascentes e outros fluxos subterrâneos.

Não é uma preocupação dos projetistas, por exemplo, o coeficiente de permeabilidade das camadas em relação ao nível pluviométrico esperado. Trincas e juntas de largura muito pequena são capazes de permitir a penetração de fluxos de água bastante grandes,

embora as bases normalmente não sejam preparadas para drenar esta água. Assim a água permanece livre vários dias na estrutura do pavimento causando vários problemas.

É necessário o uso de métodos racionais de projeto de sistemas de drenagem para que a situação danosa causada pela entrada de água deixe de ser qualitativa e passe a quantitativa, permitindo uma estrutura mais otimizada.

A própria geometria dos pavimentos tem muita influência na questão da drenagem: pistas muito largas, canteiros centrais altos, pavimentos em trincheiras, etc, dificultam a saída da água que chega ao pavimento e deve ser considerada.

O desenvolvimento de métodos racionais para estabelecer critérios de drenagem pode se basear na Lei de Darcy e em soluções analíticas com uso de redes de fluxo (CEDERGREEN (1980), Manual DNER, etc).

Um sistema completo de drenagem deve prever:

- controle de erosão de taludes de corte e aterro, e nas instalações de drenagem;
- bueiros e valetas;
- drenos profundos e superficiais;
- camadas drenantes e mantas de tecido sintético.

CEDERGREEN (1980) também trabalha muito com o conceito de base drenante, utilizando a própria camada como "filtro" para drenar as águas superficiais que penetrem no pavimento. O autor diz que "o coração do sistema de drenagem é a camada de agregados de graduação aberta, altamente permeável, com poros suficientemente grandes para rapidamente conduzir a água dos tubos coletores longitudinais, ao longo de seus bordos mais baixos, e daí para os tubos de saída, que a removem por gravidade" (página 89).

Atualmente também tem-se utilizado em aeroportos a chamada "camada porosa de atrito" que consiste em se colocar uma fina camada de mistura betuminosa bem aberta sobre o revestimento estrutural, com a finalidade de aumentar o atrito pneu-superfície e eliminar rapidamente as águas superficiais, reduzindo o fenômeno da aquaplanagem e aumentando a resistência à derrapagem (GUIDA (1984) e FARAH (1990)).

Considerando que todos os requisitos de drenagem foram satisfeitos, a análise estrutural dos pavimentos em utilização se faz considerando então a umidade de equilíbrio que cada camada atinge ao fim de um certo tempo, e eventuais mudanças durante as estações do ano.

2.3.3.1 UMIDADE DE EQUILÍBRIO

"Entende-se por Umidade de Equilíbrio o valor médio da gama de oscilação da umidade ao longo do ano, após a fase de acomodação nos primeiros meses de serviço" (MEDINA (1988b)).

Geralmente os projetos de pavimentos através de métodos empíricos usam a resistência saturada do subleito (base e subbase)como parâmetro de projeto, o que pode levar a um superdimensionamento das espessuras das camadas em muitos casos.

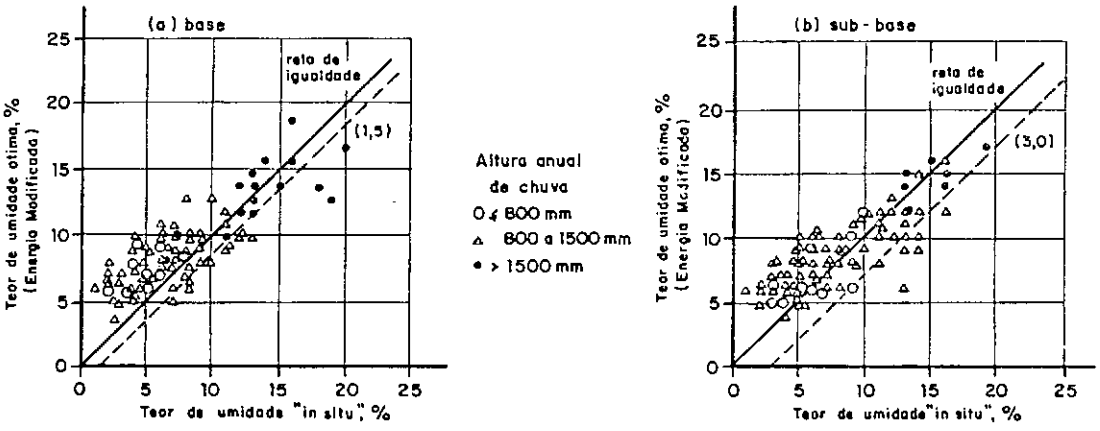
Em cada região existe uma tendência a uma umidade de equilíbrio que se mantém em cada camada e no subleito na maior parte do tempo de vida útil do pavimento, desde que as condições de fluxo de água para/através da estrutura permaneçam as mesmas.

No Brasil várias pesquisas já demonstraram que, na maioria dos trechos normais das estradas federais a umidade de equilíbrio das camadas é próxima à umidade ótima e não se tem grandes variações sazonais na maioria do país, como por exemplo se mostra na Figura 2.15 (MEDINA (1988a,b)).

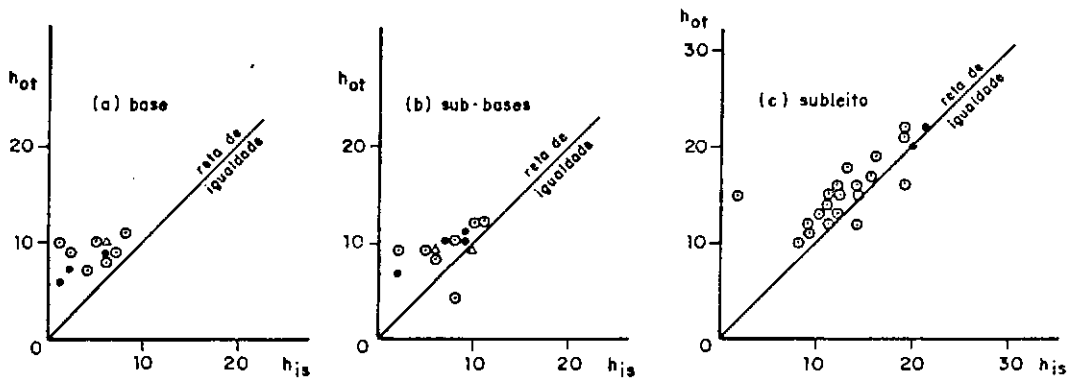
Não se tem aqui o problema de gelo-degelo, nem se observou em várias pesquisas uma grande variação sazonal de umidade. Mesmo em regiões onde a pluviosidade é elevada, as altas temperaturas e as condições de lençol d'água muito profundo favorecem a pouca variação relativa das condições de umidade e consequentemente de resistência das camadas. Excluem-se regiões de baixada e argila mole, problemas de falta de drenagem ou deficiências de projeto. No entanto, ainda se usa genericamente o CBR em banho durante 4 dias, como parâmetro de projeto no Brasil!

Existem alguns métodos de previsão de umidade do solo natural numa combinação da temperatura do ar e da precipitação que permitem enquadrar uma região em um certo regime que corresponde a uma faixa esperada de comportamento.

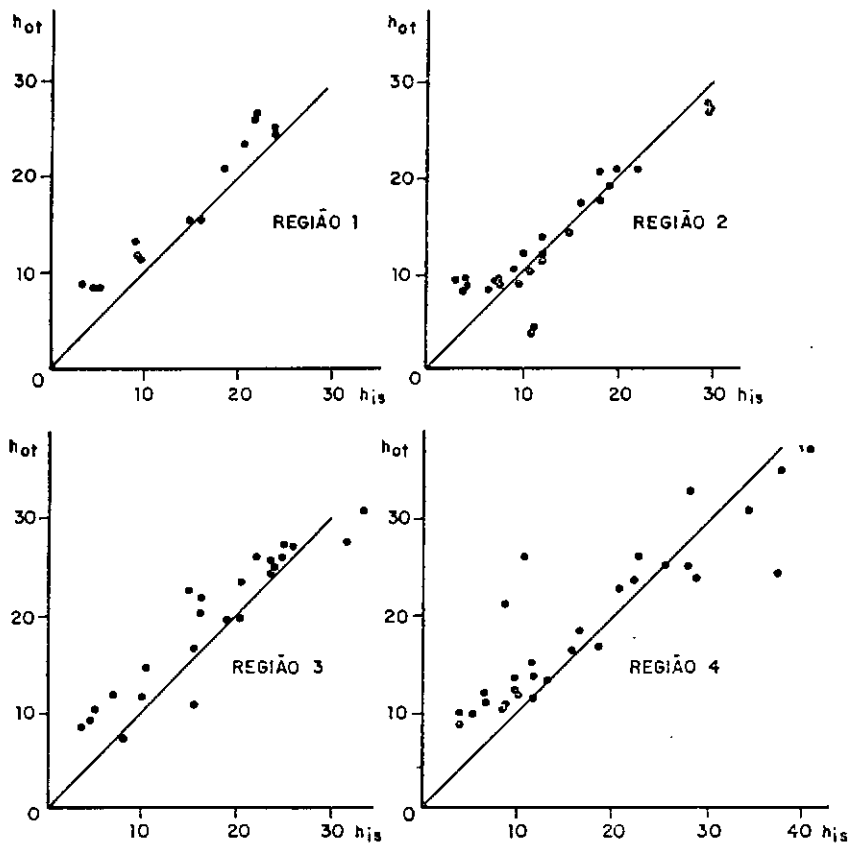
Para estudo da umidade de equilíbrio dos solos é importante o conceito de sucção para solos parcialmente saturados. Para estimar as características climáticas que irão influir na umidade de equilíbrio, um índice bastante divulgado é o de Thorntwaite.



(a) Pesquisa sobre lateritas - Relatória Lyon



(b) Pesquisa sobre validade do método de dimensionamento DNER



(c) Pesquisa PAEP

Figura 2.15 - Comparação entre umidade *in situ* e umidade ótima, para vários trechos - MEDINA (1988a).

2.3.3.2 SUCÇÃO

O conceito de sucção está diretamente ligado ao do potencial total da água no solo, o qual se define, de uma forma simplificada, como sendo a expressão da propriedade do solo de atrair e reter a água no estado líquido e vapor, resultante da ação conjunta e complexa de uma série de fatores, sendo os mais representativos os potenciais capilar, osmótico e de adsorção. Conceitua-se (AITCHINSON (1965)):

- **Potencial capilar ou matriz** - correlaciona-se com a estrutura do solo e com a intensidade das cargas superficiais das partículas.
- **Potencial osmótico** - correlaciona-se com a diferença de concentração eletrolítica existente no solo e na água.
- **Potencial de adsorção** - correlacona-se com as forças elétricas atrativas entre moléculas de água e destas com as partículas de solo.

Cada um destes fatores terá uma importância preponderante conforme o grau de umidade do solo. Por exemplo, em um solo seco ao ar o potencial total da água no solo se aproxima do potencial de adsorção e nos solos saturados prepondera o potencial capilar.

Mostra-se na Figura 2.16 uma representação esquemática das películas de água possíveis de ocorrerem, em relação a um grão de solo, para diversos niveis de potenciais, e consequentemente, "diversos tipos de água no solo": água gravitacional, capilar e higroscópica.

Utilizando-se estes conceitos de potenciais, pode-se definir a sucção total como uma medida das forças superficiais da água retida na estrutura dos solos: é uma combinação da tensão superficial capilar, das forças de adsorção das partículas e das pressões osmóticas.

A sucção apresenta uma ampla faixa de variação de valores para os diversos tipos de solo, por isto foi proposta uma expressão logarítmica para representá-la:

$$pF = \log_{10}(h)$$

h - pressão de sucção expressa em altura de ascensão capilar da água, em centímetros (por exemplo: 1 atm = 1000 cm de coluna água $\Rightarrow$ pF = 3)

Pode-se correlacionar sucção e umidade do solo ou sucção e grau de saturação. Isto é de grande interesse na engenharia geotécnica e, particularmente, rodoviária, porque pode-se estimar a umidade de equilíbrio do subleito e das camadas através destas curvas de

correlação, chamadas curvas de sucção, retenção ou característica.

A aplicação do conceito de sucção aos problemas de dimensionamento conduzem à aplicação do princípio das pressões efetivas aos solos não saturados.

Dispõe-se atualmente de uma grande variedade de técnicas para determinação da sucção em solos, tanto em campo quanto em laboratório. Pode-se citar:

- **Laboratório**: placa de pressão, membrana de pressão, centrífuga, psicrômetro, balança de sorção, etc;
- **Campo**: psicrômetro, tensiômetro, célula de gesso e piezômetro.

Tem-se verificado experimentalmente que são obtidas diferentes curvas de sucção quando se realizam ensaios seguindo-se trajetória de secagem ou umidecimento (ver Figura 2.17). O efeito da histerese pode ser atribuído a diversos fatores:

1 - não uniformidade geométrica dos poros individuais;

2 - o efeito do ângulo de contato do menisco que é maior quando avança o umidecimento do que quando se retrai (secagem);

3 - o ar aprisionado durante o umidecimento reduz o teor de umidade do solo;

4 - os fenômenos de expansão, retração e envelhecimento, que resultam numa variação diferencial da estrutura do solo, dependem da história de umidecimento-secagem do solo.

A curva de sucção é sensivelmente afetada pela composição granulométrica do solo. Quanto maior o teor de argila maior será, em geral, o teor de umidade sob um dado valor de sucção. A elevada retenção de água nos solos argilosos é justificada não só por apresentar vazios muito pequenos e maior superfície específica (maior capilaridade) mas também por reter água por adsorção. A curva de solos argilosos tem uma forma gradual sem variações bruscas, pela maior uniformidade na distribuição dos poros das argila. Os solos arenosos apresentam variação brusca por não apresentarem uma graduação contínua nos poros.

Em Pedologia estes ensaios são correntes, principalmente em algumas pressões pré-estabelecidas que por convenção representam teores de umidade importantes para a relação água-planta-solo. Neste caso, os ensaios são realizados em amostras deformadas e sem tensões de confinamento ou sobrecargas.

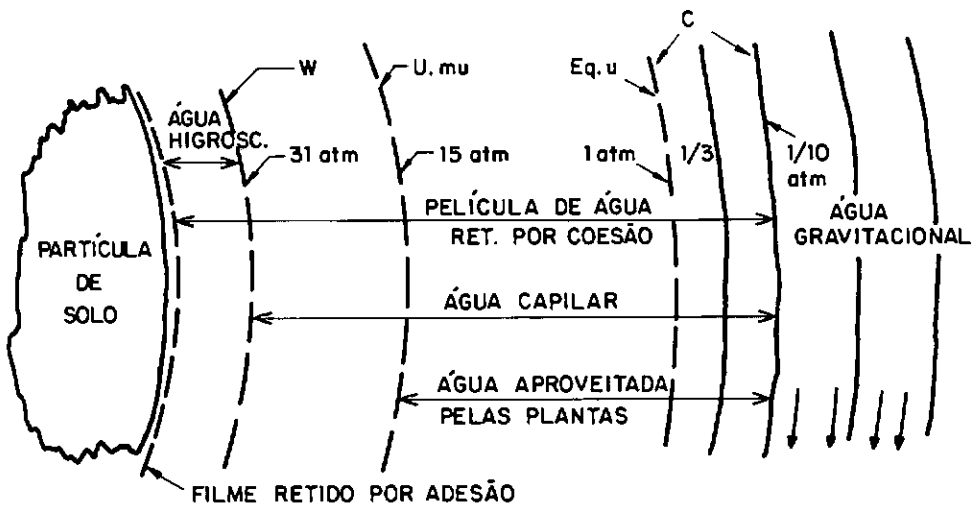


Figura 2.16 - Representação esquemática do espessomento progressivo da película de água e do correspondente decréscimo da tensão com que esta água é retida por uma partícula de solo em um poro. (Medina, 1972)

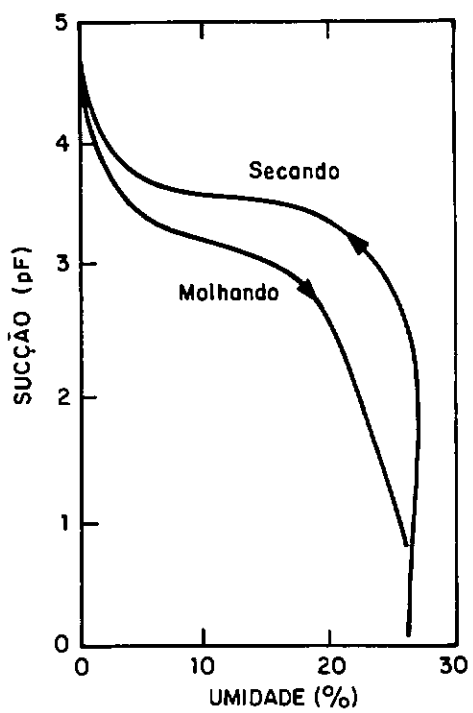


Figura 2.17 - Exemplo de curva de sucção versus umidade de um solo.

Para Geotecnia algumas modificações devem ser introduzidas nos equipamentos e nas técnicas de ensaio (ver, por exemplo, SANTOS NETO (1990), LINS (1987, 1991), JUCÁ (1990).

Existem várias pesquisas mostrando correlações entre sucção e outras propriedades dos solos, tais como limites de consistência, CBR, Módulo Resiliente, umidade de compactação, resistência ao cisalhamento, deformações permanente e elástica.

Por exemplo, pode-se constatar em estudos de Shackel (1973) que a repetição de cargas no ensaio dinâmico tem o efeito de diminuir a sucção para uma dada combinação de densidade e saturação, sendo que quanto maior o número de aplicação de carga, menor a sucção final. As deformações axiais resiliente e permanente decrescem rapidamente com o aumento da sucção, para um grau de saturação de moldagem. Com isto o Módulo Resiliente cresce com o crescimento da sucção.

2.3.3.3 ÍNDICE DE UMIDADE

Chuva e temperatura controlam as condições de umidade do campo e devem influenciar na escolha do tipo e espessura do pavimento. Uma forma de se considerar o clima de uma região sobre a umidade do solo foi proposta em 1948 por Thornthwaite (NIMER & BRANDÃO (1985)).

Consiste em se criar um índice que permita avaliar o balanço hídrico da região, através da comparação entre as condições de precipitação, evapotranspiração e capacidade de armazenamento de água no solo, que em última análise se correlaciona com a umidade a cada tempo. A hipótese é que a umidade a cada tempo (w) é igual a capacidade de campo do solo C (ligada à drenagem feita por escoamento superficial e/ou profundo) mais a precipitação P menos a evapotranspiração ET (que é a quantidade de água evaporada ou utilizada pela vegetação). Portanto:

$$w = C + P - ET$$

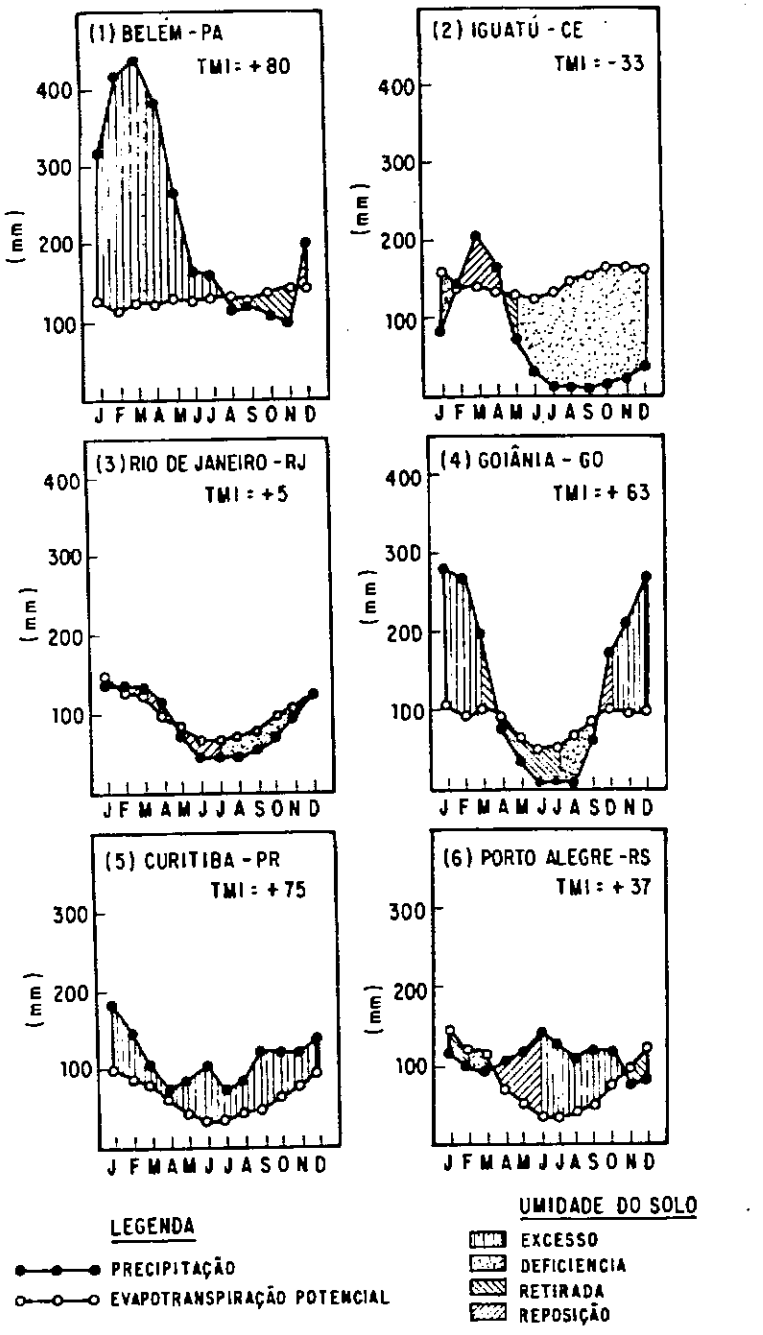
Como existe dificuldade para se estimar ET e C, definiu-se uma grandeza Evapotranspiração potencial ETP como a quantidade de água que pode retornar à atmosfera sob forma de vapor, em um dado clima, se o solo e a vegetação tiverem um suprimento ilimitado de água. E a capacidade de campo, C, foi definida como a capacidade máxima de armazenamento que as plantas podem utilizar em sua zona radicular (ARM). Ambas têm fórmulas empíricas para serem obtidas.

A precipitação P e a evapotranspiração potencial ETP a cada mês do ano são obtidas nas Normais Climatológicas do país, para as várias estações meteorológicas. Assim o balanço hídrico pode ser facilmente obtido.

Se a diferença entre P e ETP é positiva indica que há "superavit" de água, que será utilizada pra "reabastecer" o solo até a sua capacidade máxima de armazenamento e ainda constituir a água excedente que será percolada (EXC).

Um valor negativo de P-ETP indica que a precipitação não foi suficiente para suprir toda a ETP, que necessitará então retirar água armazenada no solo até que o ARM caia a zero e comece a haver deficiência de água (DEF).

Alguns exemplos de balanço hídrico de algumas cidades brasileiras são mostrados na Figura 2.18



CIDADE	LAT.	LONG.
BELÉM	01° 28'	48° 29'
IGUATÚ	06° 22'	39° 18'
RIO DE JANEIRO	22° 50'	43° 15'
GOIÂNIA	16° 41'	49° 17'
CURITIBA	25° 26'	49° 16'
PORTO ALEGRE	30° 03'	51° 13'

Figura 2.18 - Exemplos de balanço hídrico para algumas cidades brasileiras - MOTTA & MEDINA (1989).

A disponibilidade total de água durante o ano pode ser calculada pelo "Índice de Umidade de Thornthwaite":

$$IM(TI \text{ ou } TMI) = \frac{EXC - 0,6\ DEF}{ETP} \times 100$$

Segundo o valor deste Índice definem-se os seguintes climas:

$IM \geq 100$ ⇒ permanentemente úmido (super úmido)

$20 \leq IM < 100$ ⇒ úmido e subúmido

$0 \leq IM < 20$ ⇒ seco

$-40 \leq IM < 0$ ⇒ semi-árido e árido

MEDINA (1971) propôs, para efeito de umidade de subleito:

- muito seco $IM < 0$, $EXC = 0$
- intermediário $IM \geq 0$, EXC e DEF alternadamente nulos
- muito úmido $IM > 0$, $DEF = 0$

No Brasil, somente o nordeste apresenta concentração de $IM < 0$, caracterizando região semi-árida ou seca, as regiões centro-oeste e leste são sazonalmente seca, as regiões norte e sul úmidas.

O Instituto Nacional de Meteorologia apresenta o cálculo de IM para todas as capitais e algumas cidades do país.

Uma conclusão de alguns estudos correlacionando IM e Sucção é que, na parte árida, a umidade de equilíbrio será controlada pela Umidade Atmosférica e na parte úmida, o equilíbrio de sucção será controlado pela posição do nível dágua, como condições extremas.

As variações da sucção sob um pavimento e por consequência da umidade, são induzidas por uma combinação de vários fatores, alguns sob controle da engenharia outros não. O meio ambiente, refletido através dos processos de precipitação e evapotranspiração potencial podem induzir sucção com pF variando entre 6 e 7 em grandes volumes de solo, enquanto sucção por processos controlados pela engenharia, por exemplo rebaixamento de NA, pode produzir sucção de $pF = 3$.

Outro aspecto é a parcela de succão osmótica induzida por exemplo por água do mar, e até mesmo pela ação do sal levado pelo vento que se dissolve na água dos poros de regiões secas, já tendo sido medidas sucção de $pF = 5$ em solos com sais do mar dissolvidos.

A pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos do IPR (PAEP) utilizou um "Indice de Aridez" para definir as regiões climáticas do

estudo, cuja expressão matemática é:

$$IA = \frac{n \cdot r}{T + 10}$$

IA - índice de aridez

n - número de dias de chuva durante o ano

T - temperatura média anual (^{o}C)

r - precipitação anual (mm)

A Figura 2.19 mostra os contornos das áreas climáticas adotadas neste estudo, considerando além deste índice de aridez um "índice de precipitação" definido pela porcentagem da precipitação máxima em 3 meses consecutivos (PTC), dado por:

$$PTC = \frac{P_t}{P_{anual}} \times 100$$

P_t - precipitação do trimestre mais chuvoso (mm);

P_{anual} - precipitação ao longo do ano (mm).

As regiões climáticas neste estudo (PAEP) foram então estabelecidas como sendo em número de 4, segundo a combinação de limites mostrados na Tabela 2.14 para estes dois índices.

Comparando-se estes limites com aqueles propostos pelo índice de umidade de Thorntwaite pode-se notar uma discrepância entre estes dois critérios de separação de áreas climáticas. Por exemplo, a região 1 tanto passa por locais onde o índice de umidade e -40 quanto 60!

Talvez esta não adequação do critério de definição do índice adotado pela Pesquisa PAEP tenha contribuido para que não se distinguisse efeitos diferente entre as regiões (ver MOTTA & MEDINA (1989)).

Tabela 2.14

Limites para definição das regiões climáticas da Pesquisa PAEP (RICCI E OUTROS (1984))

IA	PTC	
	45	50
≥ 40	2	1
≤ 60	4	3

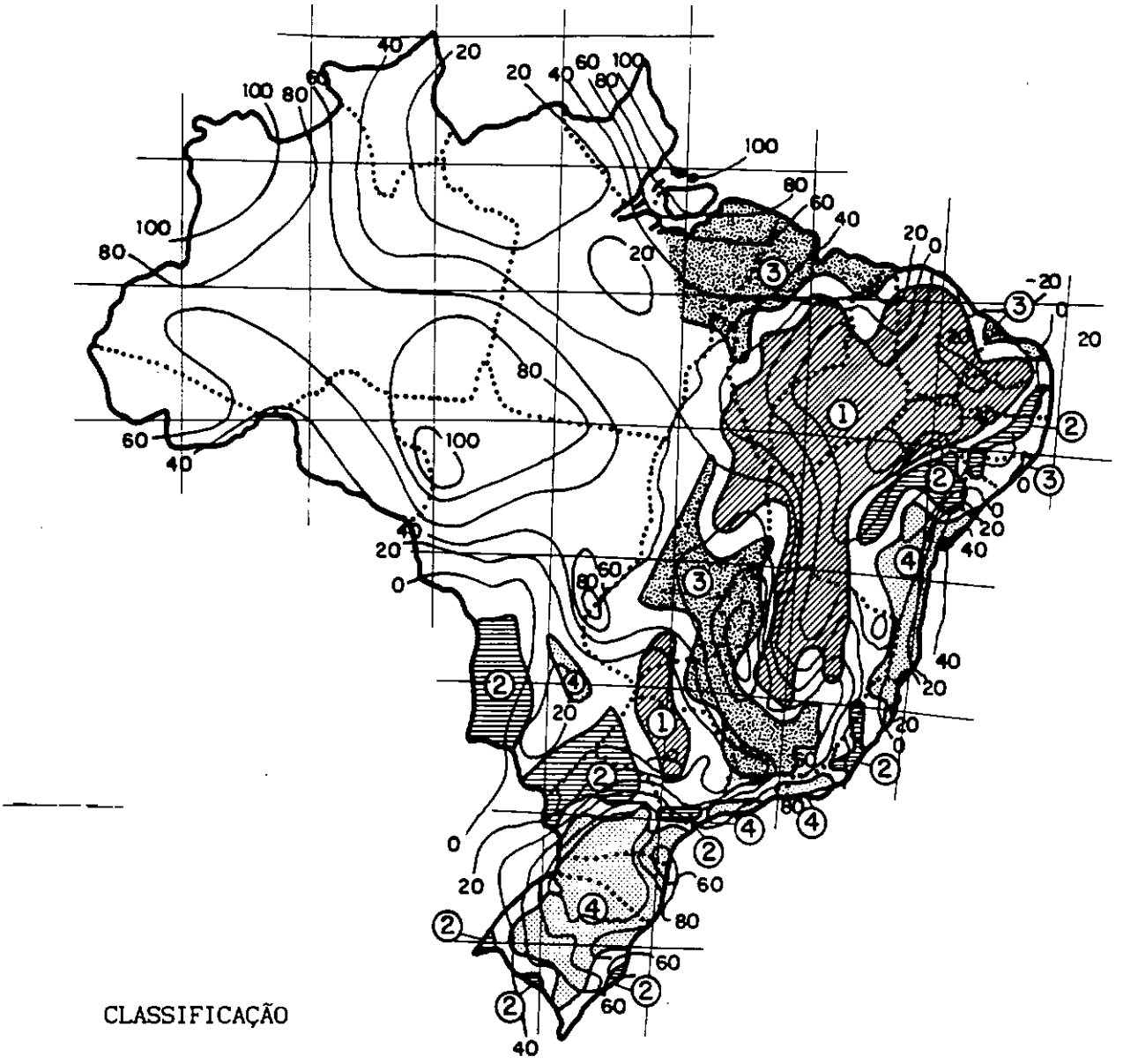


Figura 2.19 - Regiões climáticas da pesquisa PAEP e índice de umidade MOTTA & MEDINA (1989)

2.3.3.4 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE UMIDADE EM SUBLEITOS

Existem alguns métodos de estimativa de umidade em pavimentos, mas que têm certas deficiências. Por exemplo, não consideram a variação da temperatura, a variação da "impermeabilidade" do revestimento por abertura de trincas e os diferentes graus de drenagem dos diversos pavimentos.

Para um bom projeto será necessário observar as características locais da estrada do ponto de vista hidrológico (conhecendo-se o NA e sua variação sazonal), hidráulico (permeabilidade) e climático (precipitação e temperatura). Em laboratório, além dos ensaios habituais, fazer as curvas de sucção dos solos do subleito, pelo menos até 1m de profundidade, na compacidade que serão utilizados. Isto permite um projeto mais racional e até discutir a validade do uso do CBR inundado ou não para cada região, conforme a umidade de equilíbrio esperada no campo.

Dois exemplos de considerações de projeto são apresentados em MEDINA (1971), baseado em trabalhos do RRL, e outro proposto no estudo sobre lateritas promovido no Brasil relatado por MORIN & TODOR (1975).

As categorias de subleito segundo RRL seriam:

1 - subleitos onde NA é próximo à superfície (NA a menos de 6m para argila, menos de 3,0m para argilas arenosas ou siltes e 0,9m para areias) → o NA é preponderante → umidade de equilíbrio é função NA. Uso de curva de sucção x umidade.

2 - subleito onde NA é profundo e a chuva é mais de 250mm/ano → umidade de equilíbrio não é afetada por variações sazonais → estimar utilizando relação com LP solo.

3 - subleito onde NA é profundo e precipitação é menor que 250 mm/ano → umidade do subleito igual ao solo não revestido de mesma profundidade, e não excede a umidade ótima.

MORIN & TODOR (1975) propuseram um coeficiente c ($0,2 < c < 1,5$) que deve multiplicar o LP do solo para obter a umidade de equilíbrio. Este coeficiente é função da precipitação anual.

Um outro método de se considerar a questão dos fatores climáticos no dimensionamento é utilizando-se um coeficiente empírico de multiplicação da "carga" de dimensionamento (número "N") conforme a pluviometria local. Este critério existia no método de dimensionamento do DNER para pavimentos flexíveis (Fator Regional Climático), mas a algum tempo está em desuso.

Uma classificação de regime de umidade para solos superficiais, baseada em dados de temperatura e pluviosidade, segundo o modelo de Newhall, é apresentada por WAMBEKE (1981), para a América Latina. Este regime de umidade calculado só se aplica para solos bem drenados, onde a água possa percolar livremente pelo perfil. Considera toda a precipitação efetiva e penetrando no solo, sem "run-off". Isto causará maiores diferenças em relação ao real principalmente nas regiões semi-áridas sem vegetação, quando então o solo se apresenta bem mais seco que o calculado. A profundidade considerada é aquela da penetração das raizes (± 1m), e a capacidade de armazenamento admitida é 200 mm. Admite-se ainda que todos os meses tem 30 dias e o ano 360 dias.

O objetivo desta classificação climática dos regimes de umidade e temperatura dos solo superficiais é a classifição taxonômica, que fica melhor definida quando se consideram os parâmetros climáticos que alteram várias propriedades dos solos em cada regime/região. No entanto parece promissor para uso em previsão de umidade de subleitos.

O modelo supõe que o perfil de solo se divide em 8 camadas, que podem armazenar até 200 mm de água, sendo que as camadas 2 e 3 são chamadas de seção de controle de umidade. A evapotranspiração potencial é calculada pelo método de Thornthwaite. Os dados de precipitação e temperaturas utilizados são mensais e médios de vários anos, reduzindo portanto as intensidades extremas dos fatores.

A temperatura do solo é considerada sempre como $2,5^{0}C$ acima da temperatura média do ar e a amplitude entre o inverno e o verão, a 50 cm de profundidade, é considerada como 33% (1/3) da amplitude da temperatura média do ar nas mesmas estações (Verão - dezembro, janeiro, fevereiro; inverno - junho, julho, agosto).

Os regimes de umidade são divididos em cinco classes principais e várias subdivisões, definidas em termos de nível do lençol freático (NA) e em termos de presença ou ausência de água à pressão de sucção menor qe 15 bars na seção de controle de umidade por um período de 1 ano, em condições naturais (sem irrigação pelo homem). O solo pode estar ou saturado, ou numa umidade tal que leve a lixiviação, ou não ocorra lixiviação. Considera-se um horizonte como seco quando a água está a uma tensão sucção de 15 bars ou mais. Se a água livre está a uma tensão de sucção menor que 15 bars porém maior que 0, considera-se o horizonte úmido. Um solo é considerado saturado quando a água preenche todos os vazios até o topo do horizonte por capilaridade.

Os cinco grupos principais deste regime de umidade são:

1 - "Aridic" - quando a seção de controle de umidade permanece:

a - seca em metade do tempo que a temperatura do solo a 50 cm de profundidade está acima de $5^{o}C$;

b - nunca permanece úmido por tempo superior a 90 dias consecutivos, quando a temperatura a 50 cm de profundidade é acima de $8^{o}C$;

2 - "Udic" - quando a seção de controle de umidade:

a - não permanece seca por tempo superior a 90 dias cumulativamente;

b - se a temperatura média anual do solo é menor que $22^{o}C$ e se a diferença entre as temperaturas no inverno e no verão a 50 cm de profundidade for de $5^{o}C$ ou mais - não permanece seca em mais do que 45 dias consecutivos nos 4 meses mais quentes;

c - quando a temperatura do solo está acima de $5^{o}C$ o solo é um sistema trifásico (sólido-líquido-gás) na maior parte do tempo.

d - quando extremamente úmido é chamado "perudic" (excesso em vários meses do ano);

3 - "Ustic" - intermédiario entre "aridic" e "udic" - quando a seção de controle de umidade:

a - permanece seca por 90 dias ou mais (cumulativos) quando a temperatura do solo é $22^{o}C$ ou mais e amplitude inverno-verão menor que $5^{o}C$ a 50 cm;

b - permanece úmida por mais que 180 dias (cumulativos) ou 90 dias consecutivos;

c - se a temperatura média anual do solo é menor que $22^{o}C$ e amplitude verão-inverno é maior ou igual $5^{o}C$ - permanece seca por 90 dias ou mais (acumulados), porém não permanece seca mais que a metade do tempo quando a temperatura está acima de $5^{o}C$, a 50 cm;

d - nas regiões tropicais e subtropicais onde não tem muita diferença entre inverno e verão, é típico de região onde existe uma estação chuvosa de 3 meses ou mais.

4 - "Xeric" - típico do clima mediterrâneo onde o inverno é frio e úmido e o verão é quente e seco - com isto o

excesso de umidade ocorrendo no inverno quando a evapotranspiração e mínima, favorece o lixiviação.

- quando a seção de controle de umidade:
  - a - permanece seca em 45 dias consecutivos ou mais nos 4 meses mais quentes;
  - b - permanece úmida por 45 dias consecutivos ou mais nos 4 meses mais frios;
  - c - permanece úmida mais que a metade do tempo(acumulado) que a temperatura do solo é maior que $5^{o}C$ a 50cm de profundidade;
  - d - permanece úmida por 90 dias consecutivos quando a temperatura do solo permanece maior que $8^{o}C$ a 50 cm de profundidade;

5 - "Aquic" - não foi tratado pelo autor por se tratar de regime ligado a ausência de drenagem ou drenagem deficiente que estão fora do escopo do trabalho conforme definido antes.

Propõe Wembeke subdivisões para os regimes de umidade levando em conta aspectos térmicos:

a - Aridic - extremo: seção controle completamente seca durante o ano;
- típico - outros casos como definido;

b - Xeric - seco: permanece seco por mais de 90 dias consecutivos no verão;
- típico - outros casos como definido;

c - Ustic - regime de isotemperatura (amplitude inverno/verão menor que $5^{o}C$) - quando a seção controle permanece úmida, para T maior que $8^{o}C$, a 50 cm profundidade:
  1 - menos que 180 dias consecutivos - ARIDIC Tropustic;
  2 - 180 ou mais, porém menos que 270 dias - típico Tropustic;
  3 - 270 dias ou mais - Udic Tropustic
- regime de temperatura não-iso:
  1 - quando a seção controle permanece seca mais que 45 dias consecutivos no verão e úmida mais que 45 dias consecutivos no inverno, - "Xeric Tempustic";

2 - quando a seção de controle permanece úmida durante mais que 45 dias consecutivos no inverno porém não completamente seca por mais de 45 dias consecutivos no verão - "Wet Tempustic";

3 - outros casos como definido - "Típico tempustic";

d - Udic - solos em que a seção controle é seca em menos que 300 dias acumulados - "típico udic";

- solos em que a seção de controle é seca por 30 dias ou mais:

1 - regime de isotemperatura - "Dry tropudic";

2 - sem isotemperatura - "Dry Tempudic".

O Brasil apresenta conforme mostra a Figura 2.20, sua área distribuída através dos regimes **udic**, **ustic**, **perudic** e **aridic**, nas seguintes proporções aproximadas:

udic - (úmido) - U - 50,0%

perudic - (superúmido) - P - 9,0%

ustic - (intermediário) - S - 38,5%

aridic - (árido) - A - 2,5%

Apresenta-se somente a divisão em grandes grupos por se julgar suficiente para efeito de previsão de umidade no subleito.

Figura 2.20 - Regimes de umidade do solo natural segundo Wambeke (1981).

2.3.4 MEDIÇÕES DE TEMPERATURA EM PAVIMENTOS BRASILEIROS

As primeiras medições de temperatura que foram relatadas no Brasil em revestimentos asfálticos, de uma forma mais ou menos sistemática, aconteceram durante o ano de 1965. MEDINA e FARAH (1965) utilizaram furo com óleo e termômetro de superfície para acompanharem as variações de temperatura em um revestimento, no Rio de Janeiro. Mediram temperaturas de até 65^{o}C na superfície.

Anos depois, sob orientação do próprio Medina, foi instalado um painel experimental na COPPE que foi instrumentado com termopares de cobre-constantan ligados a um registrador automático (MOTTA (1979a,b). Foram feitas medições durante um ano, a várias profundidades, desde a superfície até 20 cm, que era a máxima espessura do revestimento no local. A sistematização dos dados obtidos por esta pesquisa estão apresentados nas Tabelas 2.15 e 2.16. Foram obtidos dados sobre os perfis de temperatura do revestimento em todas as estações e condições meteorológicas, o que permitiu a avaliação das variações sazonais e diárias que ocorrem em cada profundidade. A temperatura do revestimento é função do mês, da hora do dia, da profundidade, das características das misturas, das condições atmosféricas (nublado, sol, chuva, etc...) além da localização geográfica do ponto considerado.

A radiação solar é a principal causa de fluxo de calor através ou para o pavimento. A análise superficial das curvas apresentadas nas Figuras 2.21 e 2.22 pode confirmar isto. Dias claros, completamente ensolarados serão os que apresentarão maiores níveis de temperatura, em todas as profundidades. Porém como se sabe, o grau de insolação e radiação solar variam com as estações do ano e com a localização do ponto considerado (latitude, longitude e altitude). Nem toda a radiação solar que chega na superfície do pavimento será absorvida pelo revestimento, sendo parte da energia reirradiada e parte refletida. O coeficiente de absorção solar do pavimento é função principalmente da cor do revestimento. Um revestimento escuro, que é o mais comum em termos de concreto asfáltico absorve mais energia que um pavimento claro, por exemplo, de concreto de cimento portland, tendo sido observado até 20^{o}C de diferença entre os dois tipos de revestimento.

As curvas de temperatura *versus* tempo, para cada profundidade tem tendência para um ciclo senoidal, a cada dia, sendo a forma das curvas no inverno e no verão semelhantes, porém com temperaturas máximas maiores no verão.

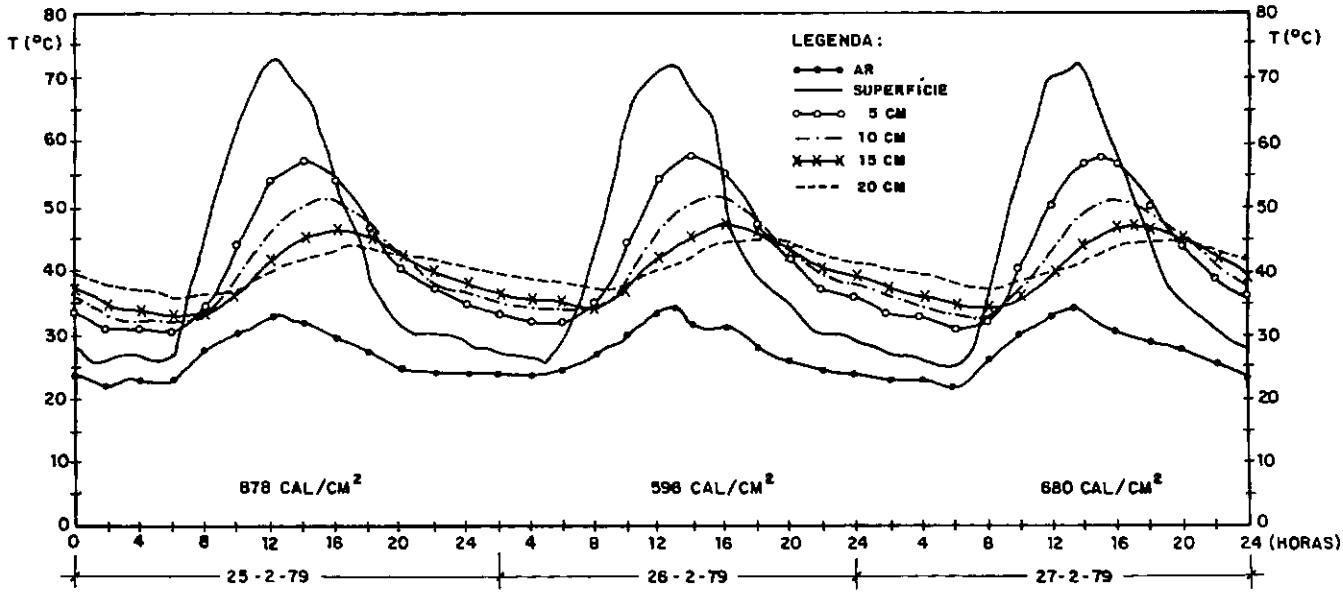


Figura 2.21 - Curvas de temperatura *versus* tempo para dias típicos de verão, MOTTA (1979b).

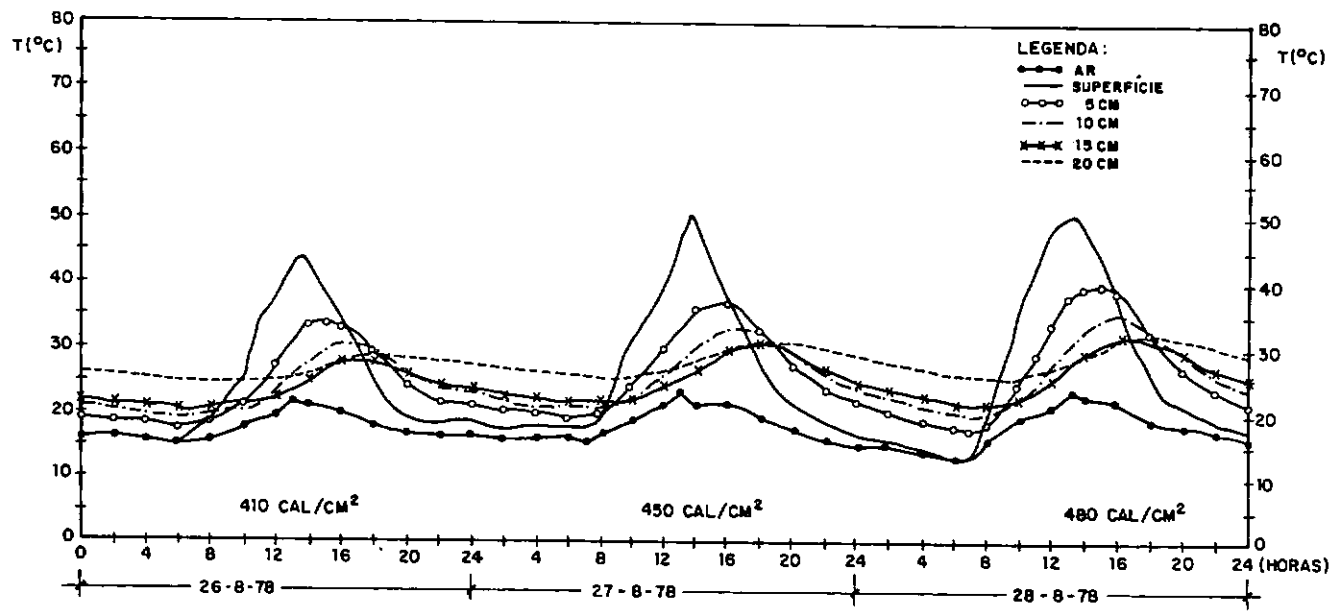


Figura 2.22 - Curvas de temperatura *versus* tempo para dias típicos de inverno, MOTTA (1979b).

Tabela 2.15 - Porcentagem do tempo durante um ano de medições em que cada profundidade permanece entre os níveis de temperatura - (4580 horas observadas).(Motta, 1979,b)

T(°C) / P.(cm)	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80
0	11,2	40,3	18,7	16,1	8,6	4,0	1,1
5	2,4	39,7	38,7	14,7	4,3	0,2	-
10	0,7	39,5	45,9	12,7	1,2	-	-
15	0,2	38,6	52,0	9,0	0,2	-	-
20	-	16,0	74,4	9,6	-	-	-

Tabela 2.16 - Porcentagem do ano em que cada profundidade permanece entre os níveis de temperatura, das 6 às 18 horas (2807 horas - somente durante o dia). (Motta, 1979, b)

T(°C) / P.(cm)	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80
0	5,1	21,9	25,7	24,9	14,0	6,6	1,8
5	1,8	27,6	40,6	22,8	6,9	0,3	-
10	0,8	33,7	46,0	17,6	1,8	-	-
15	0,3	36,7	51,8	11,0	0,2	-	-
20	-	18,1	72,5	9,4	-	-	-

Um dia totalmente ensolarado apresenta curvas típicas nas quais pode-se notar que as máximas e mínimas temperaturas, a cada profundidade, ocorrem em tempos diferenciados.

Quanto maior a profundidade considerada, maior o tempo gasto para se atingir a máxima (ou a mínima) temperatura em relação à superfície, e menores as variações térmicas diárias. Mostra-se nas Figuras 2.21 e 2.22, as curvas de temperatura *versus* tempo para cada profundidade em dias típicos de sol, céu limpo, para o inverno e verão respectivamente.

A temperatura da superfície do revestimento responde quase que instantaneamente às variações atmosféricas, apresentando formas típicas segundo atuem sol e chuva, vento ou nuvens e quaisquer outros fatores que alterem a insolação e temperatura do ar. A passagem de nuvens é notada por um queda brusca da temperatura da superfície, enquanto outras profundidades podem nem chegar a ser sensibilizadas, se o tempo de encobrimento do sol for pequeno. A passagem de uma nuvem ou chuva repentina causa um "mergulho" na curva de temperatura *versus* tempo da superfície, mas quando a influência pertubante passa, a forma da curva volta ao normal.

Quando todo o dia está chuvoso ou muito nublado, as temperaturas nas diversas profundidades permanecem quase que constantes, podendo inclusive a temperatura da superfície ser menor que as temperaturas em profundidade.

Durante a noite ou em extenso período de mau tempo, a temperatura da superfície fica próxima à temperatura do ar.

A espessura do revestimento asfáltico, fator muito váriavel nas estradas comuns, não modifica consideravelmente o perfil de temperaturas nas diversas profundidades. A temperatura no pavimento varia com o tempo e com a profundidade, mas a uma mesma profundidade as temperaturas são semelhantes para dois revestimentos com espessuras diferentes (MOTTA (1979a,b)).

Quanto maior a profundidade, menor a influência das variações rápidas de insolação e temperatura do ar, menores as amplitudes da variação diária da temperatura.

Os gradientes de temperaturas que aparecem ao longo do revestimento induzem um amolecimento diferencial ao longo da camada betuminosa, sendo mais pronunciado se a camada for mais espessa.

O concreto asfáltico tem como características térmicas a baixa condutividade (0,7 a 1,3 kcal/m^{0}C.h) aliada a alta absorção solar (85 a

95%), o que induz a gradientes térmicos elevados em sua massa, já que não transmite bem o grande calor que recebe, o que pode induzir altas tensões térmicas no revestimento.

Exemplos de gradientes térmicos medidos ao longo de um dia, em várias profundidades são mostrados na Figura 2.23, onde mostram-se resultados típicos de inverno, verão e de um dia com chuva repentina.

Nestes perfis de temperatura *versus* profundidade pode-se notar como são acentuados os gradientes de temperatura que ocorrem no revestimento, numa mesma profundidade, com a variação do tempo, e em relação a cada profundidade, numa mesma hora.

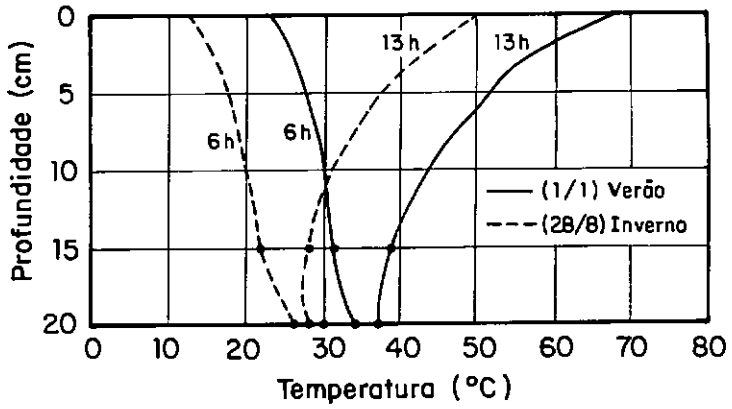
Nas Figuras 2.21 e 2.22 pode-se notar como cada profundidade atinge seus máximos (e mínimos) em horas diferentes, como as variações diárias são diferentes para cada profundidade e menores quanto mais profundo o ponto considerado.

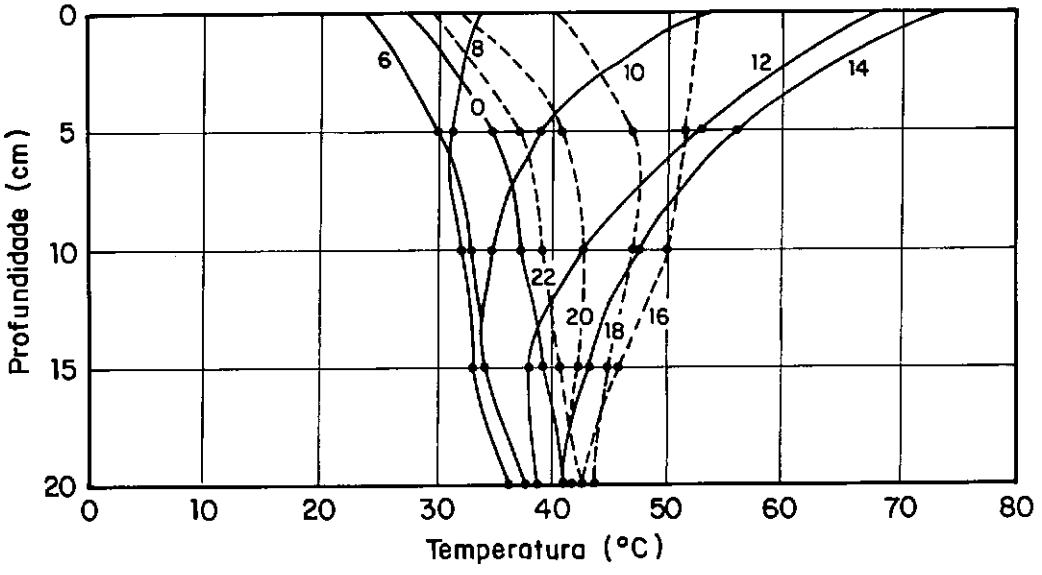
A temperatura na superfície normalmente é maior durante o dia, e menor durante a noite, em relação as outras profundidades, sendo que à noite fica próxima da temperatura do ar. Durante o inverno é comum a temperatura da superfície se igualar a do ar, tendo sido observadas algumas vezes temperaturas 1 ou $2^{0}C$ abaixo da do ar em dias muitos frios e próximo às 6 horas da manhã, quando normalmente ocorrem as mínimas do dia (geralmente pouco antes do nascer do sol).

As máximas temperaturas da superfície normalmente ocorrem entre 12 e 14 horas, mas a máxima temperatura do revestimento com um todo ocorre entre 16 e 17 horas justamente por causa do "atraso" que as outras profundidades tem de atingir o máximo, em relação à superfície.

Normalmente, em dias de sol, durante o dia a temperatura da superfície sofre variações de até $15^{0}C/h$, enquanto que ocorrem variações de $6^{0}C$, $3^{0}C$, $2^{0}C$ e $2^{0}C$, respectivamente a 5, 10, 15 e 20 cm de profundidade.

A Tabela 2.17 mostra valores de temperaturas máximas e mínimas absolutas para diversas regiões do mundo. O Rio de Janeiro não apresenta a maior variação anual porque países que tem temperaturas abaixo de $0^{0}C$ geralmente tem faixas maiores de variações, mas o máximo absoluto daqui($79^{0}C$) só é menor que o do Kuwait ($84^{0}C$). O mínimo relativo do Rio de Janeiro ($11^{0}C$) também é dos maiores entre os apresentados, ressaltando que o problema maior para o Brasil é o de altas temperaturas.





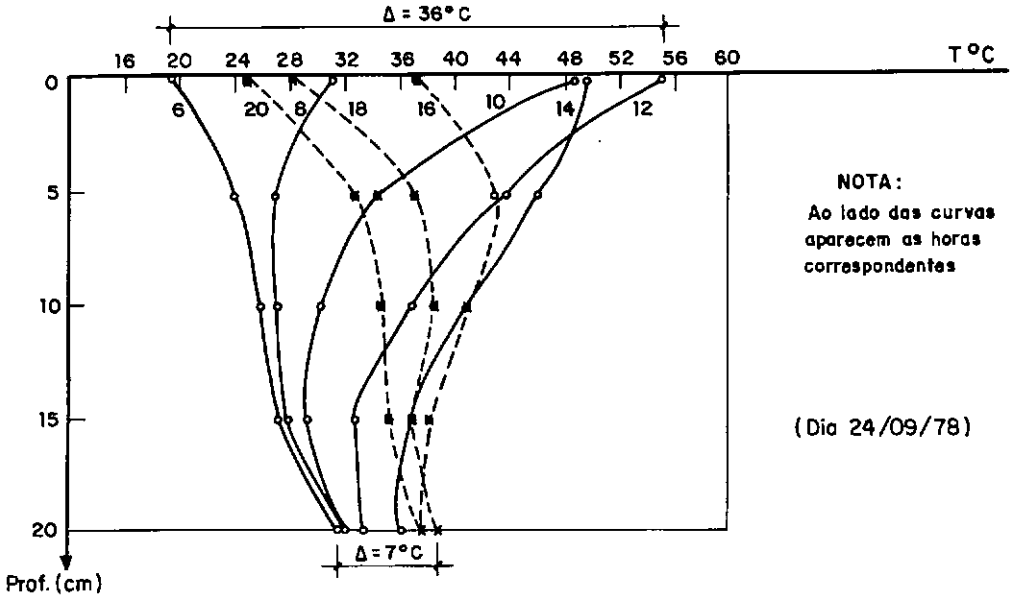


Figura 2.23 - Exemplos de gradientes térmicos medidos no painel da COPPE, MOTTA (1979).

Tabela 2.17 - Temperaturas extremas na superfície, durante um ano de medições, em diversas regiões (variações anuais) (Motta, 1979, b)

Localização da medição	Máxima Temperatura (^0C)	Mínima Temperatura (^0C)	Diferença (^0C)
Melbourne(Austrália)	64,0	-1.0	65.0
Transvaal	62,0	-2.0	64.0
Capetown(África do Sul)	54.0	4.0	50.0
Durban	53.0	11.0	42.0
Queenstown	57.0	-3.0	60.0
Maryland(USA)	61.0	-13.0	74.0
Michigan(USA)	54.0	-15.0	69.0
Sydney(Austrália)	70.0	4.0	66.0
Potsdam(N.Y.)(USA)	62.0	-15.0	77.0
Rio de Janeiro(Brasil)	79.0	11.0	68.0
Tiruchirapalli(Índia)	60.0	18.0	42.0
Kuwait	84.0	-4.0	88.0
Arizona(USA)	71.0	-0.6	71.6
Inglaterra*($1^1/_2$")	50.0	-10.0	60.0

Considerando as temperaturas somente durante o dia, as maiores concentrações de ocorrências em todas as profundidades foram na faixa de 30 a 40^0C. Quando se considera também a noite, a superfície, que sofre as maiores variações e é mais sensível aos fatores climáticos, recebe um grande incremento de valores entre 20 e 30^0C, passando a prevalescer estes níveis nesta cota, enquanto as outras profundidades continuam ainda mais tempo entre 30 e 40^0C.

No painel da COPPE foram feitas algumas medições em furo com óleo para se obter uma correlação entre estas medidas e aquelas feitas com termopares. O furo foi preenchido com óleo e usou-se termômetros de mercúrio e de par bimetálico a título de comparação. Foram feitas mais de 100 medições, em dias e horas variadas, e em furos variados, visando-se cobrir uma faixa grande de temperaturas. A análise dos dados

obtidos mostrou que a temperatura medida no furo com óleo está entre a medida na superfície e a 5 cm, com termopares. As retas de correlação obtidas estão apresentadas na Tabela 2.18.

TABELA 2.18
Correlação entre as medidas de temperatura com Termopar e com termômetros em furo com óleo

TERMOPAR (y)	SUPERFÍCIE (^{o}C)	5 cm (^{o}C)
Termômetro Bimetálico (x)	y = 1,24 x - 1,65 r = 0,869	y = 0,91 x + 1,93 r = 0,892
Termômetro Mercúrio (x)	y = 1,13 x + 2,97 r = 0,808	y = 0,98 x + 0,14 r = 0,974

Pode-se notar que existe uma diferença entre os valores medidos com termômetro de mercúrio e com o bimetálico, no furo com óleo, o que pode ser explicado pelo fato de que os elementos sensíveis de cada um tem comprimentos diferentes e portanto serão influenciados por espessuras diferenciadas do revestimento. O termopar mede a temperatura em um ponto, o termômetro de mercúrio em uma "área" um pouco maior e o bimetálico, do tipo empregado, que tem um elemento sensível maior, receberia a contribuição da temperatura de uma espessura maior do revestimento que tem um gradiente térmico acentuado.

No caso de ser usado este processo para a medição de temperaturas no pavimento alguns cuidados básicos devem ser tomados tais como a profundidade única dos furos, o tipo de termômetro e o tempo de uniformização das temperaturas óleo-revestimento.

Para se extrapolar um perfil de temperaturas observado em algum local e em um determinado tempo para outras condições, é necessário obter um método de estimativa que utilize dados fáceis de serem obtidos a qualquer época e que seja comprovado com dados experimentais. Dois processos de estimativa de temperatura forma estudados pela autora em seu trabalho de mestrado.

O método de BARBER (1957) para o cálculo das temperaturas máximas em pavimentos através de dados meteorológicos baseia-se em uma equação de transferência de calor, considerando o pavimento como uma estrutura homogênea, semi-infinita.

A equação é:

$$T=T_m+T_v\left\{\frac{He^{xC}}{\left[(H+C)^2+C^2\right]^{1/2}}\right\}sen\left[0,262t-xC-arctg\left(\frac{C}{H+C}\right)\right]$$

T - temperatura da massa ^0C.

T_m - temperatura média efetiva do ar, junto à superfície, ^0C.

T_v - máxima variação na temperatura do ar, em relação à média, em ^0C.

t - tempo a partir de uma determinada origem, horas.

x - profundidade abaixo da superfície, metros

H - coeficente de transmissão térmica, kcal/m.h.^0C.

k - coeficente de transmissão térmica superficial, kcal/m^2.h.^0C.

c - difusibilidade térmica = $\frac{k}{s.w}$, m^2/h

s - calor específico, kcal/kg.^0C.

w - densidade do concreto asfáltico, kg/m^3.

$C = \sqrt{0,131/c}$

$h = (1,3 + 0,62\ v^{3/4})4,88$

v - velocidade do vento, milhas por hora.

$T_m = T_a + \frac{bI}{h}\ p$

T_a - temperatura média do ar, medida segundo meteorologia.

b - coeficiente de absorção da radiação solar.

I - radiação solar, kcal/cm^2/dia.

p - coeficiente de perda por irradiação.

T_r - variação diária da temperatura do ar (meteorologia).

$T_v = 0,5T_r + 3\left[\frac{bI}{h}\right]p$

Como fórmula teórica, é excelente para estudos preliminares de comportamento de um pavimento em fase de projeto, podendo ser empregada para se estimar as máximas (e mínimas) temperaturas esperadas para cada região de projeto, possibilitando um estudo mais adequado dos materiais a serem empregados.

Pode também ser usada para revestimentos de concreto de cimento ou outro qualquer, bastando que se empreguem as características de cada um deles na fórmula.

Na tese de mestrado de PREVITERA (1974), esta teoria foi bem estudada e empregada para cálculo da influência da temperatura nas deflexões. Neste mesmo trabalho existe um programa em linguagem Fortran, para cálculo das temperaturas do revestimento através da fórmula de Barber, bem como a definição e dedução matemática das horas 1 e 2 de

cálculo.

A "Hora 1" é a designação da hora do dia na qual o revestimento apresenta a maior quantidade de calor na massa de concreto asfáltico, ou seja, o revestimento está mais aquecido como um todo.

A "Hora 2" é a designação da hora do dia na qual a temperatura é máxima na superfície do revestimento.

Através da observação dos dados de temperatura obtidos no painel da COPPE, vê-se que as Horas 1 e 2, ocorrem entre, respectivamente às 15 e 16 horas e às 13 e 14 horas, em dias normais de nebulosidade e insolação. A hora 1, que corresponde aquela na qual o pavimento se acha mais aquecida como um todo, ocorre mais tarde justamente por causa do "atraso" que as outras profundidades tem de atingir o máximo, em relação a superfície.

Para os cálculos de perfis de temperatura com a fórmula de Barber necessitou-se conhecer os dados da radiação solar do dia e local do pavimento em estudo.

A Tabela 2.19 apresenta alguns dados de radiação solar bem como temperatura média do ar e variação da temperatura para os mesmos dias, e que foram usados nos cálculos com a fórmula de Barber.

Tabela 2.19 - Dados de radiação solar e temperatura do ar no painel experimental da COPPE (Motta, 1979, b)

Dia	Radiação Solar cal/cm^2	Máxima (Ar) ^{o}C	Mínima (Ar) ^{o}C
12/05/78	469	27,0	17,0
28/06/78	373	27,0	18,0
10/08/78	426	31,0	20,0
11/08/78	435	33,0	17,0
18/08/78	469	26,0	14,5
06/12/78	715	41,0	25,0
24/12/78	680	32,0	22,0
28/01/79	568	36,0	23,0
20/02/79	681	36,0	25,0
28/02/79	685	35,0	21,0

Alguns exemplos de perfis calculados com a fórmula e as correspondentes temperaturas medidas, estão dados na Tabela 2.21.

Para todos os cálculos com a equação de Barber considerou-se os valores das características térmicas do revestimento apresentadas em Tabelas ou citações de autores a respeito, e provavelmente dai provém as discrepâncias entre as temperaturas medidas e calculadas.

Os valores adotados para as propriedades térmicas do revestimento em estudo foram:

k - coeficiente de transmissão térmica = 1,042kcal/m.h.^{0}C.

h - coeficiente de transmissão térmica superficial = 17,581 (kcal/m^{2}.h.^{0}C).

S - calor específico = 0,220 kcal/kg^{0}C.

b - coeficiente de absorção solar = 0,95

p - coeficiente de perda por re-irradiação = 0,67.

Os valores medidos, em cada caso são:

I - radiação solar

T_a - temperatura média no ar.

T_r - variação diária da temperatura do ar.

w - peso específico = 2150 kg/m^{3}.

Pode ser observado, pelos valores apresentados na Tabela 2.20 que a fórmula de Barber dá boa aproximação para os valores calculados para a Hora 1, principalmente, embora a temperatura da superfície seja sempre um pouco menor que a medida.

Para a Hora 2, caso em que a temperatura da superfície é máxima, as discrepâncias entre os valores medidos e calculados são maiores (sempre o calculado menor) mas as outras profundidades dão boa concordância o que, em termos de temperatura média é significativo.

A fim de se observar o comportamento da fórmula de Barber para o cálculo das temperaturas em todas as horas do dia modificou-se (MOTTA (1979)) o programa apresentado na tese de Previtera(1974) e calcularam-se algumas curvas temperaturas *versus* profundidade para todas as horas do dia.

Notou-se que existem grandes discrepâncias entre temperaturas medidas e calculadas, sendo variações positivas ou negativas conforme a hora, o que confirma que a fórmula de Barber não dá tão boa aproximação em todas as horas do dia conforme dá para as horas de máximo para o qual foi deduzida.

Tabela 2.20 - Valores de temperatura medidos no painel da COPPE e calculados pela fórmula de Barber (Motta, 1979,b)

Profundidade (m)	Dia 28/06/78				Dia 10/08/78				Dia 11/08/78				Dia 18/08/78			
	Hora 1		Hora 2		Hora 1		Hora 2		Hora 1		Hora 2		Hora 1		Hora 2	
	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C
0.00	40.0	40.0	47.5	42.1	44.0	45.6	56.0	48.2	49.0	47.0	54.5	50.0	45.0	42.0	50.0	45.
0.05	37.0	37.5	37.0	37.0	43.0	43.0	42.5	42.2	44.0	44.0	42.0	43.0	41.0	39.0	38.0	38.
0,10	34.0	34.5	33.0	33.0	38.5	39.0	36.5	37.3	38.0	40.0	36.0	38.0	36.0	35.0	33.0	33.
0.15	32.0	31.8	30.0	30.0	35.5	36.0	33.5	34.0	34.5	36.0	33.0	34.0	32.0	32.0	30.0	30.
0.20	31.5	30.0	31.0	28.0	34.5	34.0	33.5	32.0	34.0	34.0	33.0	32.0	31.5	29.5	29.0	27.

Mesmo assim, pode ser usada como aproximação em caso de estudos teóricos de temperaturas de pavimentos, quando se deseja uma aproximação do que poderá ocorrer no revestimento em termos de gradientes térmicos. MOTTA (1980) mostra algumas previsões de temperatura de revestimento para algumas cidades brasileiras utilizando o processo de Barber.

O processo de Southgate para a previsão de perfis de temperaturas nos pavimentos asfálticos consiste em se obter retas de correlação entre valores da temperatura da superfície somados à média das temperaturas médias do ar dos cinco dias anteriores ao da medição que se quer, e os valores da temperatura a cada profundidade.

As temperaturas a cada profundidade são obtidas de curvas empíricas que expressam a relação temperatura-profundidade, para uma dada hora através uma equação polinomial, cujos coeficientes são determinados pelo método dos mínimos quadrados.

Segundo Southgate para profundidades de até 2 polegadas (5 cm) a melhor estimativa se faz usando-se para correlação somente a temperatura da superfície, enquanto que para as profundidades maiores, a precisão da estimativa varia com o número de dias tomados para se obter a "historia da temperatura do ar", conforme a hora do dia. Após várias análises, Southgate adotou a média das temperaturas médias dos cinco dias anteriores.

MOTTA (1979) utilizou os dados de um ano de observação no painel da COPPE para estudar correlações entre as temperaturas a cada profundidade e a temperatura da superfície somada à média das temperaturas médias de 5, 3, 1 e 0 dias anteriores ao da previsão. Os maiores coeficientes de correlação foram obtidos, de uma maneira geral, para todas as profundidades, quando se fez a correlação entre a temperatura a cada profundidade com a temperatura da superfície somada a média das temperaturas médias do ar dos três dias anteriores, o que esta mostrado na Tabela 2.21.

Quanto maior a profundidade menores os coeficientes de correlação, o que é explicável pelo fato de que as maiores profundidades tem menores variações de temperaturas em relação à superfície.

Para esta análise, foram empregados todos os dados obtidos, quer dos dias de sol ou chuva, ou quaisquer outras condições meteorológicas: as correlações foram obtidas pelo processo de regressão linear pelo método dos mínimos quadrados, e, em média, usou-se cem pares de dados para cada hora a cada profundidade.

Tabela 2.21 - Retas de estimativa das temperaturas do revestimento através do processo de Southgate, para cada hora (Motta, 1979)

Hora	Profundidade (cm)	a	b	r	e
6	5	0,54	0,42	0,900	1,1
	10	0,50	3,90	0,883	1,1
	15	0,49	5,46	0,864	1,2
	20	0,45	11,80	0,798	1,4
7	5	0,49	1,43	0,966	0,7
	10	0,44	5,55	0,953	0,7
	15	0,44	6,95	0,945	0,8
	20	0,41	12,24	0,912	1,0
8	5	0,43	3,36	0,928	1,2
	10	0,32	8,96	0,888	1,1
	15	0,32	10,69	0,881	1,1
	20	0,28	16,43	0,818	1,3
9	5	0,44	2,18	0,912	1,5
	10	0,31	8,38	0,852	1,5
	15	0,28	10,55	0,830	1,5
	20	0,25	16,05	0,808	1,5
10	5	0,45	1,72	0,909	1,8
	10	0,30	8,32	0,822	1,9
	15	0,24	11,81	0,750	1,9
	20	0,21	16,95	0,735	1,9
11	5	0,48	0,69	0,946	1,7
	10	0,31	8,02	0,852	2,0
	15	0,27	9,88	0,748	2,4
	20	0,19	18,27	0,723	1,8
12	5	0,54	-1,56	0,940	2,0
	10	0,36	6,38	0,881	2,0
	15	0,27	10,50	0,803	1,9
	20	0,19	18,02	0,730	1,8
13	5	0,60	-3,32	0,924	2,4
	10	0,41	4,93	0,848	2,5
	15	0,30	9,96	0,778	2,3
	20	0,20	17,86	0,662	2,2
14	5	0,62	-2,82	0,916	2,5
	10	0,45	4,05	0,861	2,5
	15	0,35	8,58	0,813	2,3
	20	0,24	16,25	0,731	2,1
15	5	0,71	-5,71	0,926	2,3
	10	0,54	1,47	0,863	2,6
	15	0,42	5,99	0,828	2,3
	20	0,30	14,75	0,737	2,2
16	5	0,73	-4,81	0,910	2,6
	10	0,62	-1,18	0,877	2,4
	15	0,51	3,69	0,861	2,1
	20	0,37	12,24	0,796	2,0
17	5	0,78	-5,77	0,905	2,3
	10	0,66	-0,31	0,867	2,3
	15	0,57	3,21	0,860	2,0
	20	0,43	11,21	0,799	1,9
18	5	0,87	-10,01	0,859	2,3
	10	0,86	-6,02	0,849	2,2
	15	0,75	-4,14	0,869	1,9
	20	0,65	2,38	0,873	1,6

Por sua simplicidade e facilidade de obtenção dos dados de entrada, o processo de previsão de Southgate pode ser usado largamente, dando boa estimativa para os perfis de temperaturas dos revestimentos a cada hora do dia.

À partir das equações da Tabela 2.22, Régis M. Rodrigues desenvolveu a seguinte equação de estimativa:

$$T(x) = T_{sup} + (T_{sup} - T_{ar})[1 - \exp(0,06855 - 0,002633x)x]$$

T(x)- temperatura na profundidade x do revestimento;

T_{sup} - temperatura da superfície do pavimento;

T_{ar} - temperatura do ar próxima ao pavimento.

Outras medições sistemáticas de temperatura em pavimentos brasileiros foram feitas durante pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos (PAEP) do IPR/DNER, com objetivo de verificar a influência deste fator ambiental nas deflexões medidas com a viga Benkelman (MOTTA & MEDINA (1987b)).

Nos diversos trechos experimentais que compunham a pesquisa em vários estados brasileiros, foram feitas medições de temperatura em furo com óleo, com termômetro de mercúrio, a uma profundidade correspondente à metade da camada de revestimento mais um centímetro correspondente ao bulbo. Foram feitas medições a cada campanha de defletometria, às vezes durante um dia inteiro, em intervalo de hora em hora, às vezes somente em uma hora, em cada trecho experimental, a várias épocas do ano. Os dados assim obtidos (RICCI & OUTROS (1983)) foram agrupados por tipo e espessura do revestimento, por região geográfica e apresentados por MOTTA & MEDINA (1989). As Tabelas 2.22a, b e c mostram uma distribuição de frequência destes dados das seções experimentais da PAEP. Pode-se notar que uma parte insignificante das medidas efetuadas foi abaixo de 10^0C permanecendo os revestimentos entre 20 e 50^0C na maior parte do tempo. A predominância das altas temperaturas é inequívoca no país.

Com os dados da pesquisa de Avaliação Estrutural pode-se obter, segundo MOTTA & MEDINA (1989), as correlações seguintes:

a - temperatura medida na camada de Tratamento Superficial em função da temperatura do ar no momento da medição:

1 - Região Sul

$$T_{rev} = -0,03 + 1,31\ T_{ar}\ (^0C) \qquad r = 0,89$$

$$9 \leq T_{rev} \leq 53 \qquad 7 \leq T_{ar} \leq 32$$

2 - Região Sudeste

$$T_{rev} = -7,40 + 1,55\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,90$$

$$20 \leq T_{rev} \leq 54 \qquad 16 \leq T_{ar} \leq 36$$

3 - Região Nordeste

$$T_{rev} = -6,90 + 1,58\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,88$$

$$20 \leq T_{rev} \leq 54 \qquad 20 \leq T_{ar} \leq 36$$

b - temperatura medida no CBUQ entre 3 a 4cm de profundidade, em camadas de até 6 cm de espessura em função da temperatura do ar no momento da medição:

1 - Região Sul

$$T_{rev} = -6,51 + 1,61\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,92$$

$$14 \leq T_{rev} \leq 60 \qquad 12 \leq T_{ar} \leq 37$$

2 - Região Sudeste

$$T_{rev} = -11,39 + 1,76\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,84$$

$$18 \leq T_{rev} \leq 58 \qquad 14 \leq T_{ar} \leq 41$$

3 - Região Nordeste

$$T_{rev} = -8,37 + 1,63\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,88$$

$$16 \leq T_{rev} \leq 57 \qquad 14 \leq T_{ar} \leq 38$$

c - temperatura medida no CBUQ entre 5 e 7 cm de profundidade em revestimentos com espessura entre 8 e 11,5 cm.

1 - Região Sul

$$T_{rev} = -1,18 + 1,45\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,87$$

$$13 \leq T_{rev} \leq 63 \qquad 8 \leq T_{ar} \leq 39$$

2 - Região Sudeste

$$T_{rev} = 1,32 + 1,26\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,83$$

$$15 \leq T_{rev} \leq 49 \qquad 9 \leq T_{ar} \leq 38$$

3 - Região Nordeste

$$T_{rev} = -8,29 + 1,69\ T_{ar}\ (^{o}C) \qquad r = 0,88$$

$$21 \leq T_{rev} \leq 56 \qquad 18 \leq T_{ar} \leq 35$$

As maiores amplitudes de temperatura ocorrem na Região Sul, e as menores quanto mais próximo do Equador.

Tabela 2.22 - Distribuição de frequência das medições de temperatura nos revestimentos dos trechos experimentais da Pesquisa de Avaliação Estrutural, por região geográfica, por tipo de revestimento. (Motta e Medina, 1989)

a) Trechos de tratamento superficial - Espessura de 2,5 a 3 cm (leitura aproximadamente a 2 cm de profundidade)

Medições / T^0C	Região Sul		Sudeste		Nordeste	
	F.Absol.	F.Rel.	F.A.	F.R.	F.A.	F.R.
00-09	1	1,30	-	-	-	-
10-19	15	19,40	-	-	-	-
20-29	33	42,90	24	40,00	7	11,48
30-39	18	23,40	24	40,00	24	39,34
40-49	8	10,40	10	16,67	26	42,62
50-59	2	2,60	2	3,33	4	6,56
60-69	-	-	-	-	-	-
Total	77	100,00	60	100,00	61	100,00
Local / T^0C	Revest.	Ar	Revest.	Ar	Revest.	Ar
Máx.	53	32	53	36	54	36
Mín.	09	07	20	16	20	19

b) Trechos de CBUQ com aproximadamente 5 cm de revestimento (leitura aproximadamente a 3 cm de profundidade)

Medições / T^0C	Região Sul		Sudeste		Nordeste	
	F.Absol.	F.Rel.	F.A.	F.R.	F.A.	F.R.
00-09	-	-	-	-	-	-
10-19	18	6,38	3	0,60	1	0,20
20-29	94	33,33	114	22,75	119	23,90
30-39	86	30,50	204	40,72	199	39,96
40-49	60	21,28	150	29,94	157	31,53
50-59	22	7,80	30	6,00	22	4,42
60-69	2	0,71	-	-	-	-
Total	282	100,00	501	100,00		
Local / T^0C	Revest.	Ar	Revest.	Ar	Revest.	Ar
Máx.	60	37	58	41	57	38
Mín.	14	12	18	14	16	14

c) Trechos de CBUQ com espessura de 8 a 11 cm de revestimento (leitura aproximadamente de 5 a 6 cm de profundidade)

Medições / T^0C	Região Sul		Sudeste		Nordeste	
	F.Absol.	F.Rel.	F.A.	F.R.	F.A.	F.R.
00-09	-	-	-	-	-	-
10-19	16	6,35	8	3,23	-	-
20-29	81	32,15	77	31,05	33	21,57
30-39	69	27,38	100	40,32	71	46,41
40-49	66	26,20	63	25,40	45	29,41
50-59	20	7,92	-	-	4	2,61
60-69	-	-	-	-	-	-
Total	252	100,00	248	100,00	153	100,00
Local / T^0C	Revest.	Ar	Revest.	Ar	Revest.	Ar
Máx.	55	39	49	38	56	35
Mín.	13	08	15	09	21	18

2.4 O METODO DA RESILIÊNCIA NO PROJETO DE REFORÇO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

O estudo da deformabilidade dos pavimentos asfálticos tem sido desenvolvido na COPPE durante pelo menos 20 anos.

A tese de mestrado de PREVITERA (1974) deu as primeiras contribuições em termos de análise logo seguida pela de PREUSSLER (1978) que mostrava os primeiros resultados de ensaios de resiliência em solos brasileiros.

Seguiu-se uma fase de intensa cooperação com o IPR que permitiu a análise de inúmeros trechos de rodovias federais em situações críticas de comportamento estrutural, que permitiu o desenvolvimento da tese de doutorado de PREUSSLER (1983). Este trabalho propôs um método de projeto de reforço de pavimentos flexíveis, com base nas deformações resilientes, apresentado sob forma de gráficos de fácil utilização. Nascia aí o método de projeto denominado Tecnologia Nacional para Restauração de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários (TECNAPAV), que hoje já está bastante divulgado.

A forma atual de apresentação do TECNAPAV é por meio de um programa que roda em microcomputador, surgido da contribuição importante de cooperação entre os engenheiros Ernesto S. Preussler , Salomão Pinto e Régis Martins Rodrigues.

Uma ampla divulgação tem sido feita deste método de projeto de reforço (RODRIGUES (1987), PREUSSLER & MEDINA (1979), PREUSSLER & PINTO (1983), PREUSSLER & PINTO (1984), PREUSSLER (1986), MEDINA & MOTTA (1987), MEDINA (1988), entre outros).

Este método já vem sendo utilizado oficialmente pelo DERSA em São Paulo, em vários trechos de estradas estaduais de alto tráfego. Também a Companhia do Metropolitano de São Paulo vem empregando tal método para projeto de ruas na capital daquele estado.

O programa TECNAPAV imcorpora o tratamento da resiliência dos materiais de pavimentação através da utilização de dois modelos básicos de comportamento, um para matériais granulares ($M_r = 5500\sigma_3^{0,88}$) e outro para materiais argilosos ou de subleito, para os quais foram previstas três hipóteses de comportamento.

Os três comportamentos previstos para o subleito foram definidos através da porcentagem de silte na fração fina (S/F %) e do CBR conforme indicado na Tabela 2.23 a seguir, onde o modelo utilizado é o tradicional $M_r = f(\sigma_d)$ bilinear.

Tabela 2.23

Modelos de comportamento resiliente de subleitos utilizados no programa TECNAPAV

Tipo	S/F (%)	CBR	Parâmetros			
			K_1	K_2	K_3	K_4
I	≤ 35	≥10	0,81	5000	22070	-2525
II	35 a 65	<6	0,78	1150	2860	-162
IIIa	> 65	>5	0	530	0	0
IIIb	qualquer	2 a 5	0	530	0	0

Para o revestimento utilizaram-se os módulos resilientes médios de 30000 kgf/cm^2 a 30^{0}C para as misturas novas e de 60000 kgf/cm^2 para o revestimento antigo.

Inicialmente, com o uso do programa FEPAVE, simulou-se 96 estruturas de pavimento e pode-se obter gráficos de dimensionamento em função da espessura de camada granular (PREUSSLER (1983)). Em seguida pela transformação destes gráficos em expressões matemáticas foi possível, então, o cálculo automático da espessura de reforço.

O programa TECNAPAV tem hoje uma versão aplicada a cálculos de pavimentos rodoviários e outra para aplicação em aeroportos, que permite analisar mais de uma solução de restauração para cada caso, com consideração de custos e estratégias por etapas. Foram incorporados, também, modelos de desenvolvimento de trincas obtidos durante a pesquisa PICR (veja QUEIRÓZ (1981)).

Os resultados obtidos utilizando-se este procedimento tem sido considerados satisfatórios, visto que as deflexões previstas tem sido equivalentes às medidas após o reforço.

2.5 CAPACIDADE DE SUPORTE DE SOLOS EM CAMADAS

Se uma carga é aplicada em uma área limitada, sobre a superfície do solo, a área carregada sofrerá afundamentos sucessivos à medida que a carga aumenta até que se atinja a ruptura. A carga necessária para produzir a ruptura do solo é chamada de carga crítica ou capacidade de carga total. A carga crítica média por umidade de área é chamada de "capacidade de suporte do solo".

A capacidade de suporte do solo depende não somente das propriedades mecânicas do material como também do comprimento e forma da área carregada e de sua localização em relação à superfície do solo. Uma área carregada, em engenharia, pode ser uma sapata retangular ou circular, uma fundação rasa corrida, uma estaca, ou mesmo as rodas de um veículo.

2.5.1 SOLOS HOMOGÊNEOS

Para solos homogêneos, a teoria de TERZAGHI (1943) define dois tipos de ruptura conforme a reação do solo ao carregamento, se com muito ou pouco fluxo plástico, refletindo a maior ou menor resistência à carga. Os modelos de ruptura mostrados na Figura 2.24 representam as superfícies de deslizamento prováveis para as diversas situações de fundações rasas. Quando a deformabilidade do solo é baixa, e ocorre somente pequena deformação cisalhante antes da ruptura, a superfície de ruptura se caracteriza por uma parte curva e uma plana que intercepta a horizontal que representa a superfície do terreno, num tipo de ruptura por cisalhamento generalizado. Quando, porém, o fluxo plástico é precedido de uma grande deformação específica, a ruptura se dará por um parâmetro arbitrário de definição do fenômeno, antes que a superfície de ruptura atinja a superfície do terreno, num tipo de ruptura chamado de cisalhamento localizado. Pode-se distinguir num modelo de ruptura por cisalhamento generalizado as zonas de cunha (I), de cisalhamento radial (II) e de empuxo passivo (III). O tipo de ligação entre a base da fundação e o solo também influem na forma da curva de ruptura conforme mostra a Figura 2.24.

Mostra-se que a capacidade de carga total de um solo homogêneo é dada pela expressão, para uma fundação de largura 2B:

$$Q = 2B(CN_c + \gamma DN_q + \gamma BN_\gamma)$$

N_c, N_q, N_γ - fatores de capacidade de carga que dependem somente de ϕ e tem solução tabelada;

C - coesão do solo;

γ - peso específico do solo;

D - profundidade da fundação;

Como exemplos, tem-se para uma fundação corrida com base rugosa, na superfície (D=0):

a - para $\phi = 0^o$, $N_c = 5,7$, $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$, portanto:

$$Q = 2B \times 5,7C$$

b - para $\phi = 34^o$, $N_c = 41,9$, $N_q = 29,3$ e $N_\gamma = 36,0$, portanto

$$Q = 2B\ (41,9C + 36B\gamma)$$

Os fatores N_c, N_q e N_a, segundo Terzaghi, estão mostrados na Figura 2.24 para ruptura por cisalhamento localizado e generalizado.

Para a carga distribuída através de uma área circular de raio R, propôs Terzaghi, por analogia, a seguinte expressão:

$$Q = \pi R^2(1,3CN_c + \gamma DN_q + 0,6\gamma BN_\gamma)$$

Esta equação mostra que, se o solo for coesivo, uma fundação circular leva à maior capacidade de carga que uma fundação corrida já que o primeiro termo está multiplicado por 1,3, enquanto se o material for granular, a capacidade de carga é menor (fator 0,6 no terceiro termo) para a fundação circular em relação à contínua.

A segunda grande contribuição ao estudo da capacidade de carga de fundações foi dada por MEYERHOF (1951), que, partindo da proposta de Terzaghi propôs considerações diferentes, principalmente quanto ao solo acima da horizontal que passa pela base da fundação rasa ou profunda.

Meyerhoff propõe que as zonas de equilíbrio plástico cresçam com a profundidade da fundação até um máximo para fundação profunda, sendo função ainda da rugosidade e da forma da fundação, sendo mínima para o caso circular. Ao zoneamento proposto por Terzaghi acrescenta as zonas de cisalhamento radial e misto. Dá outros valores aos fatores N_c, N_q e N_γ, tanto em função de ϕ quanto da profundidade, forma e rugosidade da fundação.

Outra contribuição no estudo da capacidade de carga de solos homogêneos foi dada por De Beer e Vesic em 1958 (VESIC (1963, 1975)) quando propuseram um terceiro modelo de ruptura que chamaram de "puncionamento". Este se caracteriza por uma penetração da fundação por cisalhamento vertical ao redor do perímetro da fundação e compressão do solo imediatamente abaixo da base. Esta superfície de ruptura nunca chega à superfície e, praticamente não envolve o solo nos lados da fundação.

Qual modo de ruptura deve ser esperado em um caso particular depende de inúmeros fatores tal como a compressibilidade relativa do solo nas condições particulares de geometria e carga. Se o solo é praticamente incompressível, romperá por cisalhamento generalizado quando atingida sua resistência ao cisalhamento. Por outro lado, se um solo é muito compressível romperá por puncionamento. Contudo, não é o tipo de solo sozinho que determina o tipo de ruptura. Por exemplo, uma fundação profunda em areia densa pode romper por puncionamento. Mesmo se for rasa, mas carregada com carga transiente. Ou ainda, se a areia densa estiver sobre uma camada compressível, o modo de ruptura será puncionamento, ou mesmo uma fundação sobre argila saturada normalmente

adensada romperá por cisalhamento generalizado se for carregada de forma que nenhuma mudança de volume ocorra, e pode romper por puncionamento se for carregada de forma a que todo volume mude. Um critério geral que possa ser usado para prever o modo de ruptura de qualquer solo sob fundações ainda não foi desenvolvido. Vesic' apresenta algumas considerações a respeito sugerindo um parâmetro de compressibilidade relativa, com valor qualitativo.

Para os valores N_c, N_q e N_γ propõe Vesic' aqueles mostrados na Tabela 2.24, como os mais realísticos, e que são os mesmos adotados por Meyerhof. Todas as análises de capacidade de carga apresentadas foram concebidas para condições de carga estática. Admite-se que a carga Q cresça gradualmente até a ruptura com uma velocidade de carregamento lenta de forma que nenhum efeito viscoso ou de inércia ocorra. A velocidade de aplicação das cargas afeta a capacidade de carga, na medida que possa modificar a dissipação da pressão neutra criada pela aplicação da carga. Portanto a seleção dos parâmetros de resistência a serem usados na análise deve ser feita levando em conta este efeito.

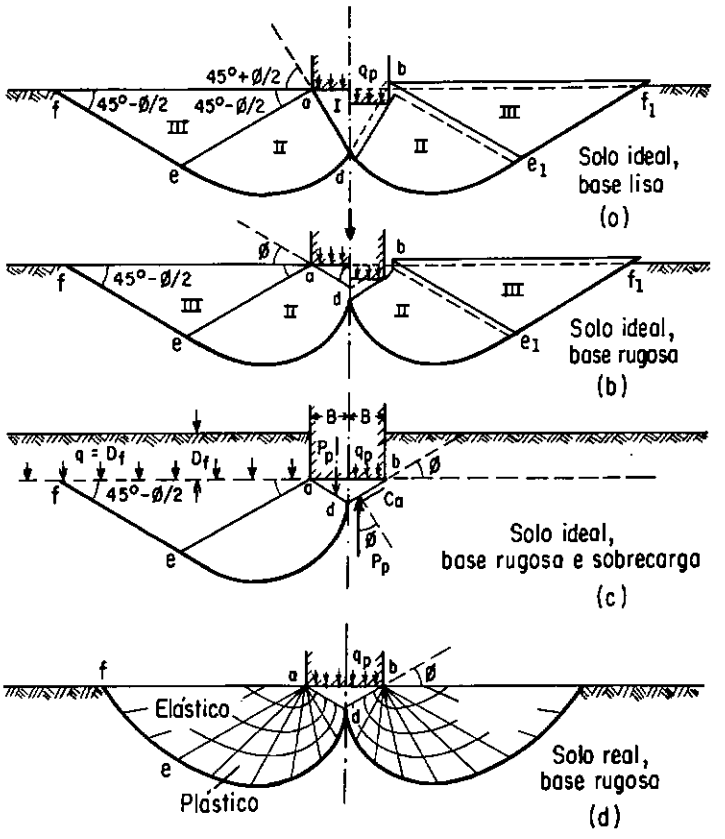


Figura 2.24 - Fronteiras da zona de fluxo plástico após ruptura do solo suporte de fundações corridas.

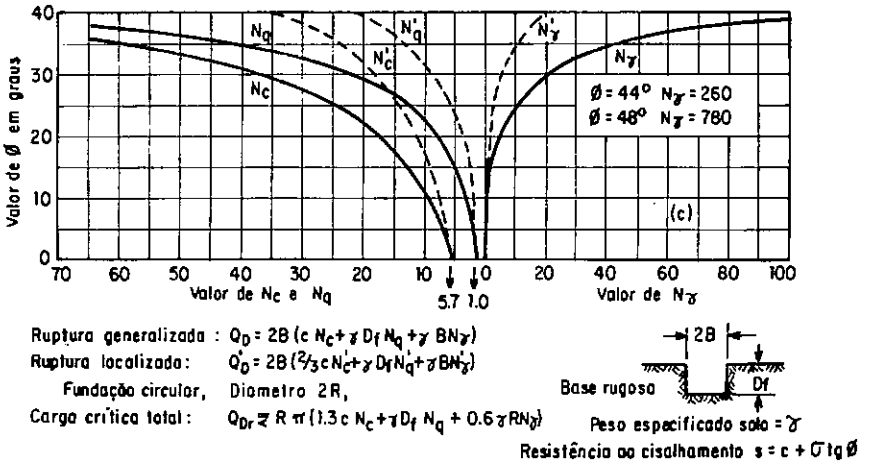


Figura 2.25- Relação entre Ø e os fatores de capacidade de carga.

Tabela 2.24 - Fatores de Capacidade de Carga segundo Vésic (1975)

Ø	N_c	N_q	N	N_q/N_c	tan Ø
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0,07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.64	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	33.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	19.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.83	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.70	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

2.5.2 MEIOS ESTRATIFICADOS

O pavimento é um sistema em camadas, construído de forma a distribuir as cargas dos veículos de maneira a compatibilizá-las com as resistências do subleito e das diversas camadas.

Vários são os autores que propuzeram formas de se considerar a capacidade de carga de um sistema em camadas. A Tabela 2.25 agrupa alguns destes trabalhos.

Nota-se neste pequeno levantamento que a tendência de análise dos pesquisadores segue uma mesma linha que é trabalhar com os coeficientes de capacidade de carga, procurando adaptá-los para as diferentes condições de contorno. É necessário também se conhecer as características de resistência ao cisalhamento dos diversos materiais que compõem as camadas, nas condições previstas de trabalho quanto à saturação e drenagem por exemplo.

Nos pavimentos, os materiais são compactados e trabalham em geral em umidades próximas da umidade ótima. Além disso, pressupõe-se que um pavimento bem projetado inclui um sistema de drenagem eficiente. Porém como as cargas são dinâmicas e em geral a velocidade dos veículos é grande, é possível que para uma carga o tempo de aplicação em cada ponto não seja suficiente para a dissipação das pressões neutras. Para a escolha dos parâmetros C e ϕ a serem empregados nesta análise é preciso, então, se considerar estes aspectos (ver item 4.3).

Para as misturas asfálticas mostra-se que as propriedades variam muito com a variação de temperatura, sendo que a suscetibilidade térmica é maior nas temperaturas mais baixas, apresentando uma transição em torno de $20^{0}C$, porém, as deformações plásticas são maiores acima de $45^{0}C$. As misturas de granulometria descontínua têm um comportamento reológico menos sensível às variações das porcentagens de finos e de betume que as de granulometria contínua, sendo ideal um intervalo de porcentagem de finos de 6 a 8%. A proporção de vazios é um dos fatores que tem maior influência no comportamento reológico da misturas, não se recomendando misturas muito densas (ideal entre 4 e 6%). A coesão das misturas depende muito da temperatura e em geral apresenta valores baixíssimos na faixa de temperatura mais alta onde ocorrem as deformações plásticas nas estradas, sendo melhores aquelas de granulometria descontínua. O ângulo de atrito interno praticamente não depende da temperatura, tendo pequena influência do teor de ligante, e bastante influência da relação finos/betume. ELVIRA & CAMPOS (1977)

recomendam que as misturas devem oferecer uma resistência ao cisalhamento de no mínimo 5 kgf/cm^2 a 45^0C, uma coesão mínima de 1 kgf/cm^2 para uma temperatura de 50^0C e um ângulo de atrito interno mínimo de 30^0, a fim de garantir um bom comportamento reológico nas temperaturas elevadas.

Tabela 2.25 - Alguns métodos de cálculo de capacidade de carga de sistemas em camadas(continuação)

Autor	Data	Nº Camadas	Princípios	Parâmetros	Expressão Analítica	Observações
Purushothamaraj e outros	1973	2	-- ø,c e γ diferentes -- considerações cinemáticas aplicadas ao mecanismo de ruptura de Terzaghi, com adaptação das cunhas	N_c, N_q, $N_\gamma = f(\frac{ø_1}{ø_2}, \frac{c_1}{c_2}, \frac{\gamma_1}{\gamma_2}, \alpha, \beta)$	Fórmulas = f (Trabalho)	concluem que $\beta = 45° - ø/2$ e que a simplificação de considerar um sistema de 2 camadas como homogêneo pode levar a erros de +25 a -26,5%
Meyerhof	1974	2	a) areia densa sobre argila mole b) areia fofa sobre argila rija — consideração sobre espessura relativa das camadas leva a que as superfícies de ruptura se de4senvolvam diferentemente	-- $c_i, ø_i, \gamma_i$ -- K_s - coeficiente puncionamento -- S, S'_q, S'_γ = coeficientes forma -- N_c, N' , N'_q = fatores de cap. carga $f(ø, \frac{H}{B}$, rugosidade)	a) $q = 1,2cN_c + 2H^2 (1+2D/H)(SK_s \ tgø/B + \gamma D)$ b) $q = S'_\gamma \gamma BN'_\gamma /2 + S'_q \gamma DN'q$	fundação circular
Hanna e Meyerhof	1979	3	-- duas camadas resistentes sobre uma fraca -- puncionamento de uma massa de solo de forma piramidal igual à largura da fundação das camadas superior e intermediária empurrada dentro da inferior	-- $c_i, ø_i, \gamma_i$ -- Ks_1, Ks_2 - coeficientes punc. -- Ss - fator forma -- $\overline{\gamma} = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2}$ -- q_b (q_t) - capacidade carga da camada inferior (superior) considerada homogênea	$q = q_b + S_s [K_{s1} \frac{\overline{\gamma} H_1^2}{B} tgø_1 + K_{s2} \frac{H_2^2}{B} tg ø_2$ $(1+2 \frac{H_1}{H_2})] - (H_1+H_2) < qt$	ábacos
Satyanarayama e Garg	1980	n	-- c_i, $ø_i$ -- definição de uma espessura equivalente -- fatores de capacidade de Terzaghi -- a capacidade de carga última de uma fundação sobre um terreno de múltiplas camadas está entre o máximo e o mínimo dos valores das capacidades individuais -- espessura significativa é aquela na qual a pressão vertical é 0,1q	-- c_i, $ø_i$, z_i, γ_i -- N_c N_q, N_γ	$c_a = \frac{c_1z_1 + c_2z_2 + \ldots + c_nz_n}{z_1 + z_2 + \ldots + z_n}$ $ø_a = tg^{-1} \frac{(z_1 tgø_1 + z_2 tgø_2 + \ldots)}{z_1 + z_2 + \ldots + z_n}$ $D_e = [z_i + (2\beta - z_i)]$	

Tabela 2.25 - Alguns métodos de cálculo de capacidade de carga de sistemas em camadas

Autor	Data	Nº Camadas	Princípios	Parâmetros	Expressão Analítica	Observações
Button	1953	2	-- solos com $\phi = 0$ -- Fundações corridas, com proposta de correção para retangular e quadrada -- Superfície escorregamento circular	c_1 e c_2 $N_c = f\left(\frac{c_2}{c_1}, \frac{\text{profundidade 1ª camada}}{\text{largura fundação}}\right)$	$q = cNc + \gamma D$	Procurar círculo que corresponda ao valor mínimo de Nc
Livneh e Shklarsky	1962	2	Concreto asfáltico tem c e ϕ, sendo que a coesão é anisotrópica devido à compactação. 3 soluções: a) capa espessa b) capa fina sobre base não rígida c) capa fina sobre base rígida -- efeito da frenagem na inclinação da força resultante do carregamento	$C_{máx}/C_{min} = m$ $C = C_{máx} - (C_{máx} - C_{min}) \operatorname{sen}^2 \psi$ N_c = fator de capacidade de carga = f(ϕ) F = fator de redução = f(ϕ,m) f = f(ϕ, B, D)	a) $q = N_c C_{máx}\left(\frac{1 + 0,\frac{2B}{L}}{}\right) + \frac{B}{2}\gamma N_\gamma\left(1 - 0,\frac{2B}{L}\right)$ b) $q = N_c C_{Base} + (C\,capa_{max} - C_{Base}) N_c \left(\frac{D}{B}\right)^2$ c) $q = \frac{4c\,máx}{1-\operatorname{sen}\phi} tg\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \times F \times f\left(1 + 0,\frac{2B}{L}\right)$	$\phi_{Base} = \phi_{capa}$
Brons	1963	2	-- valor mínimo capacidade carga sub-leito devido gelo-degelo -- sub-leito 100% saturado, onde passa NA e superfície de ruptura -- pavimento é camada única -- área carregada projetada até o sub-leito	$C_u = f(p, \phi, K_0, A_f)$ K_0 Af $N_c = 7,5$	$q = C_u N_c$	superfície de ruptura circular passando pela cota $z + [a + 1,5\,(B + a)]$ onde: a) espessura pavimento B) largura área carregada
Siva Reddy e Srinivasan	1967	2	-- extensão do método Button -- igual a zero	C_1, C_2, $C_2/C_1 = K$ $N_c = f\left(K, \frac{D}{B}, n, \psi, \phi, r/b\right)$	$q = C_2 N_c$	valores de Nc obtidos muito diferentes dos outros autores
Yamaguchi e Terashi	(1971)	3	-- primeira e última camadas de areia, do meio de argila -- vários modos de ruptura e consideração conforme à camada e espessuras relativas	C - coesão N_c, $N_{q\gamma}$ - fatorea propostos de capacidade de carga γ x p - empuxo passivo m - grau de mobilização do empuxo	$q = CN_c + m\ \gamma p\ N_{q\gamma}$	

Tabela 2.25 - Alguns métodos de cálculo de capacidade de carga de sistemas em camadas(continuação)

Autor	Data	Nº Camadas	Princípios	Parâmetros	Expressão Analítica	Observações
Vesic (1975)	1975	2	-- baseado nos trabalhos de Brown e Meyerhof -- fatores de carga corrigidos	-- c_1, N_m, $K = \frac{c_2}{c_1}$, B -- c_i, ϕ_i, q_o'', K' $K = (i - \text{sen}^2\phi_1)/(1 + \text{sen}^2\phi_2)$	$q_0 = c_1 N_m + q$ $N_m = f(K, N_c, B)$ $q_o = (q_o'', K, \phi_1, c_1, \frac{B}{L}, \frac{H}{B})$	a) camada argila fraca sobre outras mais resistente b) camada argila rija sobre camada mole c) camadas com c e ø

2.6 BASES EXPERIMENTAIS DOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO CORRENTES

A maioria dos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, até hoje, têm uma forte dose de empirismo. O melhor domínio das técnicas computacionais bem como as teorias de múltiplas camadas têm permitido um avanço no sentido de métodos mais racionais de bases mecanísticas. Porém, ainda se precisa e se precisará sempre de "calibrações" com dados de campo pela própria complexidade da estrutura dos pavimentos em termos de materiais e interação pavimento-veículos.

Várias simplificações são feitas a fim de facilitar a análise das estruturas de pavimento. Assim, por exemplo, o carregamento é considerado circular, uniforme e vertical, admite-se a superposição de efeito das rodas múltiplas e a equivalência de operações de eixos de carga, etc. Aliás, a definição do carregamento ainda é o maior problema na racionalização do dimensionamento de pavimentos pela sua complexidade e total (ou quase total) "autonomia" em relação ao projeto. MEDINA (1988a) considera este problema como o "calcanhar de Aquiles" dos métodos de dimensionamento. Pretende-se aqui detalhar alguns métodos de dimensionamento específicos, de interesse, quais sejam: o método da AASTHO, o método do DNER e um método analítico.

Um método de dimensionamento é dito analítico ou mecanístico quando usa uma teoria ou método de cálculo de esforços atuantes para prever as tensões e deformações provenientes do tráfego e do clima que atuam na estrutura do pavimento, e procura compatibilizá-las com as tensões resistentes.

MOTTA e MAHLER (1982) enumeram três fatores que devem ser considerados na utilização da teoria de camadas múltiplas em conjunto com critérios de limitação de deformações elásticas e permanentes para o dimensionamento: a) a teoria usada para calcular as relações σ x ε; b) a caracterização adequada dos materiais para cada teoria; c) o desenvolvimento de critérios de ruptura adequados para cada modo de ruptura.

O guia da AASTHO (1986) lista as vantagens de se utilizar um procedimento mecanístico para dimensionar pavimentos flexíveis:

(1) melhor confiabilidade no projeto;

(2) habilidade para predizer tipos de defeitos específicos;

(3) habilidade para extrapolação de resultados quer de laboratório, quer de campo;

(4) maior compatibilização entre custo/benefício das obras com

melhor utilização dos recursos públicos, pela possibilidade de gerenciamento;

(5) possibilidade de estimativa das consequências de novas condições de carregamento;

(6) melhor utilização dos materiais disponíveis quer os convencionais quer os que não satisfazem as especificações tradicionais;

(7) melhores procedimentos para avaliar possibilidades de defeitos prematuros, ou, ao contrário, de vida mais longa que a projetada;

(8) envelhecimento pode ser incluído na estimativa de desempenho, como por exemplo o endurecimento do asfalto com o tempo, que afeta a fadiga das misturas;

(9) efeitos sazonais podem ser incluídos;

(10) melhoramento dos métodos de avaliação dos benefícios a longo prazo do melhoramento da drenagem dos trechos.

Porém, um procedimento mecanístico completo de projeto deve conter muitos fatores importantes a serem obtidos, inclusive a caracterização adequada dos materiais, o que exigirá equipamentos especiais para os ensaios e computadores para os cálculos adicionais. Além disto, é preciso se conhecer exatamente as hipóteses envolvidas no modelo para se aplicar bem as ferramentas analíticas, o que requer um treinamento adequado de pessoal.

Para isto, tem-se usado alternativamente um procedimento intermediário que é gerar curvas de dimensionamento através da análise paramétrica de inúmeros casos pelo sistema completo de cálculo.

Ainda um aspecto bastante importante no dimensionamento vem a ser o conceito de desempenho e vida útil dos pavimentos, visto que para definir um dimensionamento é necessário definir que tipo de consideração de projeto se está levando em conta. Em outras palavras, pavimentos se deterioram e deixam de cumprir suas funções precípuas quando ocorrem defeitos detectáveis à superfície, que podem ser de várias formas e intensidades bem como resultantes várias causas.

As principais causas de deterioração dos pavimentos (quanto ao modo de atuação dos mesmos) são a repetição de deformações resilientes e o acúmulo de deformações permanentes. As deformações permanentes conduzem a um afundamento diferenciado do pavimento na região onde se concentram as passagens dos veículos formando o que se convencionou chamar de "trilha de roda". As deformações elásticas, repetidas a cada

passagem de roda, embora podendo ser muito menores que a deformação máxima de ruptura por cisalhamento dos materiais, leva a uma ruptura pelo processo da fadiga daqueles elementos da estrutura que trabalham à tração. Este processo acaba levando ao fissuramento generalizado do revestimento asfáltico o que indica o fim de sua vida útil.

Portanto, um bom dimensionamento deve compatibilizar os materiais, em espessura e características elásticas, de tal forma que no pavimento projetado não se excedam as restrições à deformação permanente e ao trincamento, para o tráfego previsto e/ou período de projeto considerado.[10]

Devido às condições gerais de solo e clima do País e o método de dimensionamento que se empregou normalmente até hoje, que procura impedir a ruptura por cisalhamento e as grandes deformações permanentes, a principal causa de ruína dos pavimentos é a fadiga. O afundamento nas trilhas de roda é em geral inexpressivo, porém o trincamento de fadiga pode ocorrer até em curto espaço de tempo.

Existem técnicas de análise estrutural que permitem modelar estes dois tipos de ruptura, baseadas em várias teorias e no conhecimento de propriedades básicas dos materiais. No entanto, mesmo as mais sofisticadas destas técnicas de análise mecanística não prescindem de algumas hipóteses simplificadoras e de uma certa "calibração" com dados empíricos, já que o fenômeno a ser modelado é dos mais complexos. Como simular, por exemplo, todas as variações climáticas possíveis, as inúmeras variações dos materiais com o tempo, a aleatoriedade total do carregamento? Muitos outros pontos poderiam ser levantados para justificar a necessidade de verificar na prática os modelos mecanísticos desnvolvidos para ajustar os parâmetros e dar "realidade" ao modelo.

Assim é que os métodos de projeto mais avançados podem ser enquadrados como mecanístico-empíricos. São mecanísticos quanto às ferramentas de análise estrutural, quando se calculam relações tensão-deformação, resistência e resiliência, em função do tráfego, do clima e dos critérios de ruptura. Têm conteúdo empírico ou experimental quando define-se em laboratório as constantes elásticas necessárias ao modelo teórico, as curvas de fadiga, as evoluções dos defeitos com a passagem dos veículos no campo, etc.

---

[10] Há que se distinguir período em anos e número de veículos de projeto já que as incertezas quanto ao tráfego futuro são, normalmente, enormes.

Dois critérios de análise são mais comumente empregados ao dimensionamento (Figura 2.26):

a-) limitar a tensão máxima vertical (σ_v) atuante no subleito que previne a ruptura total do pavimento e a formação da trilha de roda por acúmulo excessivo de deformação permanente ou plástica. No modelo clássico de interpretação de comportamento da estrutura de pavimento define-se o subleito como camada mais fraca;

b-) limitar a deformação máxima de tração (ε_t) no revestimento (ou camada cimentada) - o que previne a ruptura por fadiga compatibilizando as deformaçõs elásticas repetidas com a resistência à tração dos materiais.

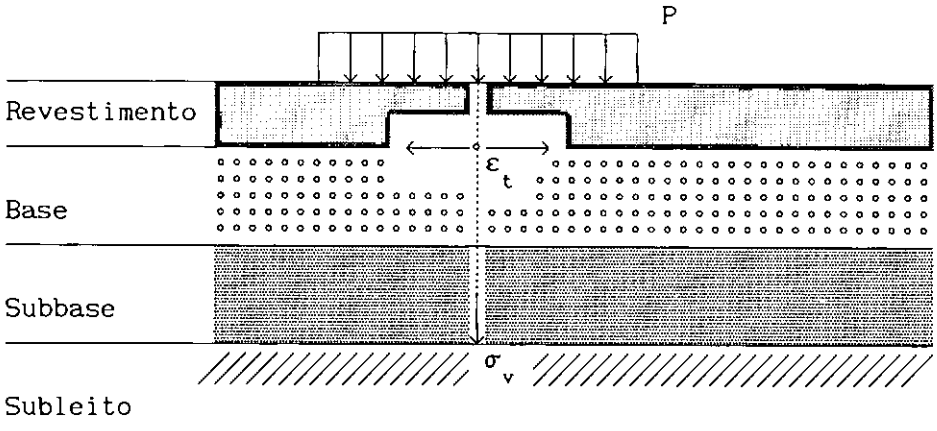


Figura 2.26 - Esquema mais comum de consideração da tensão e deformação em um dimensionamento.

Os procedimentos empíricos ou semi-empíricos se baseiam em geral em experiências repetidas várias vezes no campo e se limitam a prever espessuras adequadas para garantir basicamente o critério da ruptura por deformação permanente. São bastante limitadas as condições de contorno que deram origem às curvas experimentais de dimensionamento, quais sejam os materiais utilizados nos trechos de observação e as condições de tráfego e clima atuantes nos mesmos. Não permitem, portanto, uma generalização adequada para outras regiões, novos materiais e novas cargas.

Os métodos analíticos por sua vez, tentam compatibilizar tanto as deformações permanentes como as elásticas. Permitem generalização e são bem mais complexos, exigindo (MAHLER & MOTTA (1982)):

- seleção de modelo adequado para representar a estrutura do pavimento em seu comportamento tensão-deformação;

- a escolha de um método eficiente de resolução do sistema de equações representando o meio e o sistema de carregamento;
- a definição de projeto e de desempenho em termos de modelos de ruptura, quer para σ_v quanto para ε_t;
- a apresentação de todos estes itens de forma conveniente para utilização pelos engenheiros rodoviários, com confiabilidade.

Nenhum dos dois procedimentos, quer empírico quer analítico, são facilmente desenvolvidos em todos os seus aspectos pela complexidade do tipo de estrutura e das condições de trabalho das mesmas. Porém, grandes avanços já foram feitos, e chega-se mais próximo de um método verdadeiramente racional de dimensionamento, graças ao domínio de técnicas de ensaios mais adequados e recursos computacionais mais sofisticados.

2.6.1 O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DA AASTHO (1986)

O atual método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASTHO divulgado em 1986 como Guia ou Manual, resulta da atualização do método anteriormente proposto, em 1972, como Guia Provisório, revisto em 1981, ainda como provisório. A base do método é empírica, resultante de um grande experimento de campo que foi a pista experimental da AASHO, concebida e executada na década de 50 em Ottawa, Illinois, EEUU, e que foi um marco na história da Pavimentação. Nela surgiu o conceito de desempenho e serventia[11] que norteia hoje os projetos. Constituiu-se de um experimento em verdadeira grandeza onde foram construídas seções de pavimento com várias espessuras e materiais com objetivo de definir uma relação entre a repetição da carga e a perda de serventia, para diversas estruturas.

A atual equação de projetos para pavimentos flexíveis é:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_0 + 9,36\log_{10}(SN + 1) + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4,2-1,5}\right)}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32\log_{10}(M_r) - 8,27$$

W_{18} - número de eixo simples equivalentes previstos, para carga padrão de 18000 lb (8,2 tf);

Z_R - desvio padrão normal;

S_0 - erro padrão combinado devido à previsão do tráfego e do desempenho;

ΔPSI - diferença entre índice de serventia inicial, p_0, e o índice de serventia final do projeto, p_t;

M_r - módulo resiliente do subleito (psi);

SN - número estrutural.

O número estrutural também foi uma criação dos projetistas da pista experimental da AASHO. Tem como objetivo indicar a resistência estrutural de cada pavimento como sendo uma ponderação das espessuras das camadas através de "pesos" que representam um coeficente estrutural dos diversos materiais. É um número-índice que tem uma expressão matemática da forma:

---

[11] Serventia: habilidade de um pavimento servir ao tráfego para o qual foi projetado, medida numa certa data.
Desempenho: habilidade de um pavimento servir satisfatoriamente ao tráfego ao longo de um período de tempo.

$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$

a_i - coeficiente estrutural da i-ésina camada (revestimento, base e subleito);

D_i - espessura em polegadas da i-ésima camada.

Este conceito de coeficiente estrutural expressa uma relação empírica entre o número índice (SN) e as espessuras, tentando medir a capacidade relativa de cada material funcionar como componente estrutural de um pavimento.

Foram estabelecidas, para as condições próprias da pista experimental, os seguintes coeficientes estruturais típicos:

$a_1 = 0,44$ para o CBUQ;

$a_2 = 0,14$ para a brita graduada;

$a_3 = 0,11$ para a subbase granular (pedregulho arenoso)

Para se chegar a estes valores admitiu-se que o valor de suporte do subleito da pista experimental seria igual a 3,0 e que a base de brita graduada teria suporte igual a 10,0; números, estes, empiricamente admitidos, não correspondendo a nenhum ensaio específico. Para outros materiais admitiu-se uma relação linear . Além deste empirismo o conceito de que o material tem uma característica de suporte sem importar o tipo de estrutura onde é colocado, sua posição relativa na mesma e outros materiais utilizados faz com que este conceito seja bastante criticado atualmente. Ao longo do tempo, vários pesquisadores tem proposto correlações entre os ensaios correntes de solo e os valores S de suporte achando em cada comparação um resultado diferente. Isto obriga ao uso do julgamento pessoal para selecionar o valor a ser empregado no problema real de dimensionamento. Outra questão é que nas primeiras versões do procedimento de dimensionamento da AASHO só importava satisfazer a um determinado SN do conjunto da estrutura, quaisquer que fossem as combinações de espessura. Somente a partir de uma determinada época é que se passou a utilizar o sistema de verificação de camada a camada, por análise de diversos SN_i simultâneos como já se utilizava no método CBR.[12] Deve-se selecionar valores apropriados de S_i para cada camada e calcular o SN_i para proteger cada uma delas, e por diferença entre os SN_i, estabelecer as espessuras que atendam a estes requisitos (YODER & WITCZAK (1975)).

---

[12] CBR (ou ISC) - "California Bearing Ratio" - consiste na estimativa da capacide de suporte de um solo através da medida da resistência à penetração de um pistão de 3'' de área em um corpo-de-prova de 6'' de diâmetro e 5'' de altura, comparada à resistência de um material padrão.

No atual guia, o estabelecimento dos fatores estruturais se faz através de correlação com o Módulo Resiliente das camadas, obtidos de análises de tensão-deformação de sistemas em camadas. A idéia é se ajustar o coeficiente estrutural de forma a manter um valor constante de tensões atuantes, necessário a um bom desempenho. Por exemplo, para base granular:

$$a_2 = 0,249(\log_{10} M_r) - 0,977$$

$$M_r = K_1 \theta^{(K_2)}$$

modelo clássico de relação entre tensão atuante (no caso θ, sendo a soma das tensões principais σ_1, σ_2 e σ_3, lb/pol^2) e o módulo resiliente, onde K_1 e K_2 são parâmetros experimentais que variam com o material e com as condições de compactação do mesmo.

Para subbase granular:

$$a_3 = 0,227(\log_{10} M_r) - 0,839$$

Valores típicos de K_1, K_2 e θ para a base e sub-base apresentados no Manual da AASHTO situam-se nas faixas seguintes:

a - Base:

Material seco: $6000 < K_1 < 10000$ (psi)

Material úmido: $4000 < K_1 < 6000$ (psi)

Material muito úmido: $2000 < K_1 < 4000$ (psi)

$0,5 < K_2 < 0,7$

$5 < \theta < 30$ (psi)

b - Sub-base:

Material seco: $6000 < K_1 < 8000$ (psi)

Material úmido: $4000 < K_1 < 6000$ (psi)

Material muito úmido: $1500 < K_1 < 4000$ (psi)

$0,4 < K_2 < 0,6$

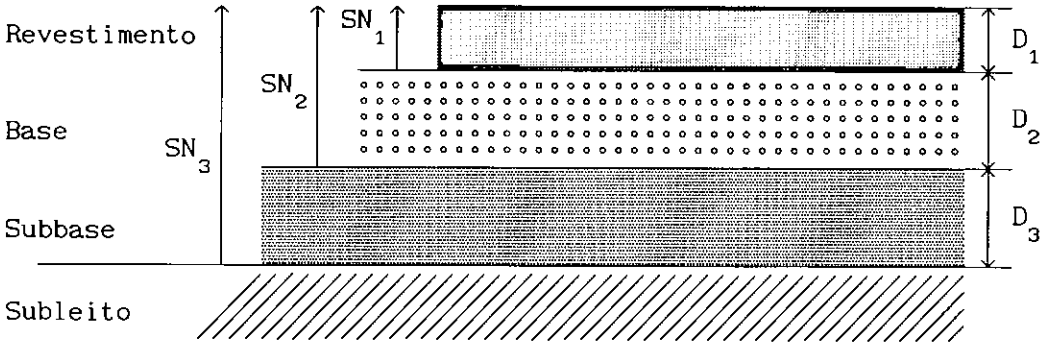
$5 < \theta < 10$ (psi)

O coeficiente estrutural passa a ser um elemento mais flexível de avaliação, visto que pode ser modificado de acordo com a posição da camada na estrutura, sua condição de compactação e também em relação a outros materiais presentes. No entanto, ainda continua a ser uma simplificação grande, visto que é um número que varia numa gama reduzida (de 0,06 a 0,14 para a_2 e a_3), ao tentar representar um estado de tensões médio que pode ser bem variado. Além disso os módulos elásticos não são lineares e variam tanto vertical como horizontalmente.

A consideração de Número Estrutural engloba atualmente uma parcela de avaliação de eficiência do sistema de drenagem. Este se expressa por um coeficiente que modifica o coeficente estrutural:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Não se considera o efeito de drenagem nos revestimentos, somente na base (m_2) e subbase (m_3), e este coeficiente é tanto menor quanto melhor for a qualidade da drenagem, e quanto menor o tempo que o pavimento ficará exposto à umidade próxima à de saturação, em correlação com a precipitação anual. Este tratamento substitui o adotado nas outras versões do guia que considerava um fator regional para englobar as diferenças climáticas de cada local. A Figura 2.27 mostra o procedimento usual de cálculo das espessuras das diversas camadas. Este procedimento deve ser usado para materiais de base e subbase com $M_r \leq 2800$ kgf/cm^2. Materiais que apresentam módulos superiores a este valor devem ser empregados com as espessuras mínimas dadas na Tabela 2.26.



$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1} \qquad SN_1^* = a_1 D_1^* \geq SN_1$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} \qquad SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

1 - a, D, m e SN estão definidos no texto e têm valores mínimos;

2 - o asterísco em D ou SN indica que representa o valor usado no momento, que pode ser igual ou maior que o valor necessário.

Figura 2.27 - Procedimento para determinar as espessuras das camadas dado no Manual da AASTHO (1986)

Tabela 2.26

Espessuras mínimas (construtivas) recomendadas no manual da AASTHO (1986) para materiais com M_r > 2800 kgf/cm^2

Tráfego (EASAL'S)	Concreto Asfáltico		Base Granular	
	Polegada	cm	Polegada	cm
< 50000	1,0	2,5	4	10
50001 — 150000	2,0	5,0	4	10
150001 — 500000	2,5	6,4	4	10
500001 — 2000000	3,0	7,6	6	15
2000001 — 7000000	3,5	8,8	6	15
> 7000000	4,0	10,0	6	15

A diferença ΔPSI que aparece na equação de dimensionamento representa a perda de serventia que deverá ocorrer entre os valores inicial e final de um índice (PSI), o qual varia de 0 a 5, e se correlaciona com padrões de conforto e segurança dos pavimentos. Este índice surgiu primeiro de uma avaliação subjetiva de um grupo de pessoas que percorria um trecho de estrada e o classificava, segundo alguns critérios, pelos conceitos: excelente (5 - 4), bom (4 - 3), regular (3 - 2) e ruim (2 - 1). A seguir foram estabelecidos outros critérios de avaliação através de contagem e medição dos defeitos físicos do revestimento que foram então correlacionados com estes conceitos subjetivos. Nasceu, então, o PSI (Present Serviceability Index) que mede o valor de serventia atual do pavimento naquele instante da avaliação. No caso da pista experimental da AASHO este conceito aplicado às condições iniciais do pavimento levaram a um p_0 ou PSI inicial de 4,2 e, o fim do experimento levou à condição p_t de 1,5 (números que aparecem no denominador da expressão de dimensionamento). Atualmente considera-se que o valor terminal de 2,5 é o mais adequado para ser adotado para estradas importantes e de maior volume de tráfego, e o valor terminal de 2,0 para estradas de baixo tráfego. O fato de se aceitar um valor terminal maior ou menor está ligado ao custo sob dois aspectos: o primeiro é o do usuário porque quanto menor a serventia (em termos de PSI), maior os custos de manutenção dos veículos; segundo do próprio orgão responsável pelas rodovias que terão que investir mais no reforço ou reconstrução dos trechos quanto maior for o nível de irregularidades (menor PSI) apresentado ao final da vida útil do pavimento. Uma rodovia

com PSI igual a zero seria impossível de ser transitada, enquanto um PSI igual a 5 indicaria uma superfície perfeita, o que também, na prática, não se obtém por melhores que sejam as técnicas construtivas. Portanto, o valor inicial, p_0, em geral ficará em torno de 4 a 4,5 e $1,5 < \Delta PSI < 2,5$.

O cálculo do número de eixos simples equivalente (ESAL) que transforma o tráfego misto no de eixos padrão de 18 Kips (8,2 t) é feito através de fatores de equivalência de carga que são funções do tipo de eixo (simples, duplo ou triplo), do número estrutural do pavimento (1 a 6), do valor terminal de serventia adotado no projeto e da carga transportada (1 a 40 t). O fator de equivalência de carga deve multiplicar o número de eixos de um certo tipo com uma certa carga para se obter o número de aplicações do eixo simples de 8,2 tf que teria o mesmo efeito no desempenho do pavimento. O somatório de todos os produtos, para todos os veículos previstos durante a vida útil do pavimento conduz à previsão do tráfego (ESAL) ou $\hat{W}_{18}$. O fator de equivalência de carga representa a razão entre o número de repetições de qualquer carga por eixo em cada configuração, necessário para causar a mesma redução do PSI que uma aplicação do eixo padrão.

Como o cálculo do ESAL é função de SN, é necessário então se adotar um valor para este parâmetro à *priori*, para se selecionar os fatores de equivalência adequados. Feito o dimensionamento deve-se comparar o SN adotado para o cálculo da equivalência de cargas e aquele realmente obtido com a estrutura final dimensionada; havendo diferença significativa refazem-se os cálculos. Em geral, como primeira aproximação, recomenda-se adotar SN = 5.

2.6.2 O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DO DNER

O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis adotados até hoje pelo DNER, foi proposto pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza em 1966 e aprovado oficialmente pelo orgão neste mesmo ano.

SOUZA (1958) relata o estado da arte da pavimentação no Brasil à época e mostra que se pode considerar como marcante a década de 50 no estabelecimento de métodos de dimensionamento e de controle tecnológico de obras rodoviárias no país. A vinda do engenheiro William H. Mills como consultor do DER do Espírito Santo, em 1952, abriu perspectivas para a modernização da técnica de pavimentação em reforço a esforços isolados de engenheiros brasileiros (SOUZA (1958), DANTAS (1958) e MEDINA (1988)). Os ensaios de CBR e Marshall entraram na década de 50 no país. Note-se que os solos lateríticos não eram ainda bem conhecidos nas suas propriedades de suporte e deformabilidade. De modo que valores altos de LL e IP, mesmo quando os CBR eram grandes impressionaram a Mills que, cauteloso, sugeriu que se "policiasse" a espessura obtida pelo CBR com a obtida pelo Índice de Grupo, mais exigente. A ponderação foi estabelecida:

$$T = \left[\frac{2T_c + T_g}{3} - (S + B)\right]D_f$$

T - espessura da subbase

T_c - espessura total indicada pelo CBR

T_g - espessura total indicada pelo IG

S - espessura do revestimento

B - espessura da base

D_f - fator representativo das condições de drenagem em função da declividade longitudinal da estrada

Estes dois métodos já vinham sendo empregados separadamente no Brasil, desde que os laboratórios, no início da década de 50, começaram a dispor da aparelhagem para a execução do CBR.

Historicamente, a proposição do ensaio de penetração CBR é um marco na história da engenharia de pavimentação mundial. Por sua concepção simples, e requerendo equipamento portátil no campo, embora empírico, teve ampla divulgação em todo mundo e deu origem a vários métodos de dimensionamento também empíricos. Estabeleceu-se que para um dado valor de CBR do subleito existe uma espessura de pavimento que protege este mesmo subleito de deformações excessivas ou mesmo de ruptura. As primeiras observações foram de trechos de estradas da

Califórnia, umas de desempenho satisfatório e outras que se romperam em pouco tempo. O ensaio foi proposto em 1929 por O. J. Porter e as observações das estradas se prolongaram até 1942 quando, então, se estabeleceram duas curvas de dimensionamento, para tráfego leve e pesado (CARIM (1973)). Estas curvas que passaram a ser empregadas no Brasil, como em grande parte do mundo, modificadas por experiências locais. Também foram aproveitadas pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA durante a segunda guerra mundial para desenvolver curvas de dimensionamento de aeroportos, extrapolando-as para cargas maiores. As curvas originais de dimensionamento admitia-se, poderiam ser utilizadas para camadas sucessivas desde que a camada superior fosse de qualidade melhor que a inferior, avaliada em termos de CBR.

O revestimento mínimo usual era de 3 polegadas (7,6 cm) e o CBR mínimo da base 50%. As curvas A e B foram estabelecidas para a pressão de pneus de 60 psi (4,2 Kgf/cm^2) devendo ser corrigidas de até 20% dependendo da pressão real e do número de repetições de carga. A idéia inicial do método é se dimensionar para evitar ruptura por cisalhamento ou deformação plástica acentuada.

A consideração das deformações elásticas que por repetição podem levar à ruptura por fadiga do revestimento não estava considerada explicitamente no método àquela altura, visto que as observações dos trechos se limitaram a considerar aqueles que haviam apresentado ruptura plástica (deslocamentos laterais do subleito, recalques diferenciais e deformações plásticas excessivas)[13]. Quando ocorriam deformações plásticas excessivas consideravam-se insuficientes as espessuras das camadas ou pequena a resistência ao cisalhamento do subleito. Esta resistência foi primeiro avaliada com provas-de-carga no campo, e depois pelo ensaio CBR para tornar mais prático e mais sob controle as condições do ensaio.

Surgiu das observações de campo a idéia de se saturar (ou pelo menos tentar fazê-lo) o material a ser ensaiado para representar a condição mais crítica atingida durante a vida útil do pavimento, que seria a entrada de água em excesso na estrutura, conforme se detectava nos trechos americanos sujeitos aos maiores defeitos. Também a imposição

---

[13] SOUZA (1958) citando o trabalho original de Porter: "embora sempre ocorram deformações elásticas, elas são suficientemente pequenas de modo que não governam o projeto do pavimento", página 104, embora ressalte mais adiante que "as curvas apresentadas dão a espessura de pavimento para 10000 a 20000 aplicações"

de uma sobrecarga variável que representaria o peso da(s) camada(s) acima do ponto considerado tem origem no fato de se tentar representar melhor a restrição oferecida pelo pavimento à expansão com a saturação.

A preocupação com a carga a ser escolhida para o dimensionamento e a forma de considerar a repetição da mesma bem como a complexidade de eixos e cargas que solicitam um pavimento rodoviário, começou a se mostrar desde logo e, partindo das curvas originais de Porter, várias modificações apareceram.

SOUZA (1958) afirma que no Brasil, pelo fato de que já se utilizava o método de dimensionamento baseado somente na classificação dos solos, expressa pelo índice de grupo, houve uma tendência a superposição das duas correntes quando surgiu o método CBR. Diz o citado autor: "Aqui no Brasil têm sido confundidas estas duas escolas, (classificação e ensaio mecânico) pois determina-se a espessura do pavimento por um balanceamento entre IG e CBR e exige-se, por exemplo, que a base tenha um determinado CBR mínimo além de determinada granulometria, um LL máximo de 25 e um IP máximo de 6. Isto leva, muitas vezes, não só a espessuras exageradas de pavimentos, como, à execução de custosas misturas de materiais para a base" (página 111).

E mais adiante: "Já se tem encontrado entre nós excelentes materiais que se comportam bem na estrada, apresentando altos valores de CBR, expansão quase nula e que, para serem aproveitados em camadas de base, devem ser corrigidos com mistura de areia, para redução de plasticidade e melhoramento de granulometria", referindo-se às exigências adicionais das especificações.

SOUZA (1958) e DANTAS (1958) e vários outros debatedores do 2^{0} Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos também chamam a atenção já nesta época para o problema da umidade de equilíbrio e densidade nas quais os diversos componentes da estrutura vão efetivamente trabalhar durante a vida útil do pavimento *versus* o estabelecimento do padrão da embebição do corpo-de-prova do CBR por 4 dias. Já se falava em sucção e equivalente de umidade de campo...

Também nesta época já se tinham informações sobre o método de Hveen de dimensionamento que todos achavam muito mais racional, porém necessitava de equipamento de ensaio mais sofisticado para caracterização dos materiais, não disponíveis no Brasil. A rápida divulgação do método CBR, pela sua simplicidade, consagrou-se aqui e no resto do mundo e é muito usado até hoje, apesar de outras técnicas de ensaio terem surgido.

CARIM (1973) descreve detalhadamente a adaptação do método CBR para dimensionamento de pavimentos de aeroportos, mostrando que a diferença entre o tráfego rodoviário e o aeroportuário foi considerada nas suas peculiaridades de cargas, pneus (e, consequentemente, áreas de contato), "canalização" e frequência de veículos, etc. Assim a curva A, correspondente a um veículo rodoviário de 9000 lb (4,1 t) representaria o tráfego de uma aeronave de 12000 lb (4,5 t) por roda, enquanto a curva B representaria o avião de 7000 lb (3,1 t). Afim de extrapolar para outras aeronaves foram utilizadas curvas de tensões cisalhantes calculadas pela teoria da elasticidade para várias profundidades como assimiláveis às curvas empíricas. Para cada carga de roda das aeronaves da época foi traçada uma curva de tensão cisalhante *versus* profundidade, utilizando-se a teoria de Boussinesq para meio homogêneo. Da curva A obtiveram-se para os valores de CBR 3, 5, 7 e 10%, as espessuras necessárias para proteção do subleito, podendo-se marcar então nas curvas teóricas estes pontos e obter as tensões cisalhantes correspondentes, levadas para as curvas representantes das outras cargas.

Porter, que desenvolveu o método CBR para rodovias e Artur Casagrande foram chamados, entre outros, a opinar sobre esta solução. Cada consultor propôs um parâmetro a ser considerado como termo de comparação. Assim, as curvas resultantes finais foram médias das três hipóteses: tensão cisalhante do USCE, deformação admissível segundo Porter, e tamanho relativo das áreas carregadas segundo Casagrande (veja POTTER (1985)). Observaram que para valores baixos de CBR a média dos três métodos estava adequada, enquanto para valores mais altos de CBR as espessuras eram conservativas.

Várias outras tentativas de expressar o dimensionamento de pavimentos flexíveis a partir da teoria da elasticidade com o aproveitamento de medições e observações de trechos, bem como correlações com o CBR, foram se desenvolvendo nas décadas de 50 e 60, tanto para aeroportos quanto para rodovias.

Estabeleceu-se em 1956 a expressão matemática que liga CBR à espessura necessária em função da carga P:

$$t = \left[P\left(\frac{1}{8,1CBR} - \frac{1}{p\pi}\right)\right]^{1/2}$$

t - espessura do pavimento em polegadas

P - carga de roda simples em libras

p - pressão média de contato, em lb/pol^2

Esta expressão se comparou bem com os dados experimentais,

Os estudos prosseguiram, e em 1962, TURNBULL, FOSTER & AHLVIN (1962) apresentaram um resumo do que vinha fazendo a anos o Corpo de Engenheiros. Surgiram então as curvas de dimensionamento que o Engenheiro Murillo Lopes de Souza adaptou para uso no Brasil.

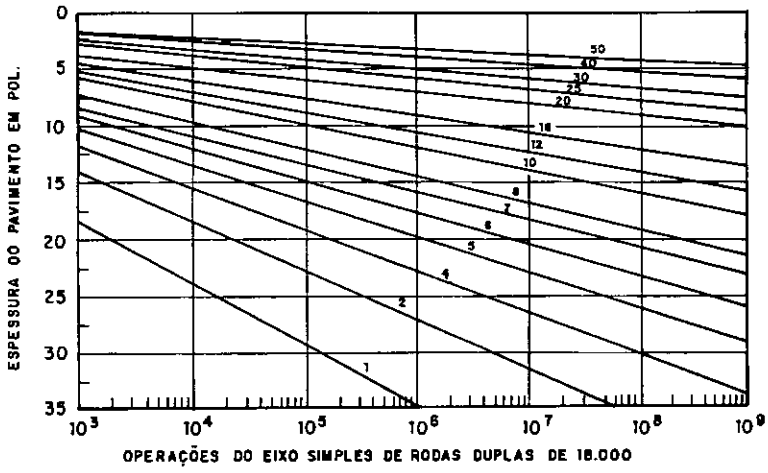
É desse trabalho marcante o procedimento em que se consideram o tráfego misto com suas diversas configurações de eixos e cargas por roda, transformando-o no famoso número "N", tão conhecido dos engenheiros que projetam pavimentos flexíveis.

O fator de equivalência de operação entre eixos foi definido a partir dos conceitos de cobertura usada em aeroportos, eixo padrão e a equivalência de espessuras necessárias para cargas equivalentes.

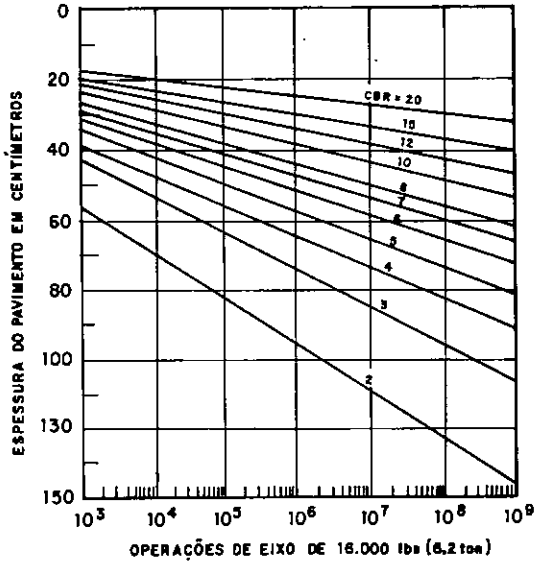
Existe porém uma diferença significativa entre a distribuição transversal do tráfego em uma pista de aeroporto e numa pista rodoviária. Nesta o tráfego é bem mais canalizado, ou seja as possibilidades de variação do ponto de passagem das rodas são pequenas.

Assim é necessário considerar como solicitações diferentes do pavimento o número de operações de eixo e a cobertura. Entende-se que se realiza uma cobertura cada vez que a área de contato de um pneumático se sobrepõe ao ponto crítico que corresponde ao ponto da seção transversal do pavimento que recebe um número de aplicações maior que os demais (PEREIRA (1985)).Estabeleceu-se que seriam necessárias 9 passagens ou operações de um eixo simples de rodas simples e uma operação de um eixo tandem de rodas duplas para produzir uma cobertura. Estabeleceu-se, também, uma relação linear entre a porcentagem de espessura necessária de projeto e o logarítmo do número de coberturas, adotando como 100% de espessura o valor de 5000 coberturas da carga padrão. A carga padrão foi arbitrariamente escolhida como sendo um eixo simples de roda dupla carregado com 18000 lb (8,2 t). O método consistiu, então, em se achar a espessura necessária para cada carga em função daquela necessária para a carga padrão, na equação que relaciona carga com CBR. Notou-se que esta proporção se mantinha razoavelmente para qualquer CBR considerado. Considerando estas porcentagens de espessuras para o espectro de cargas atuantes pode-se achar o número de coberturas correspondentes em relação ao eixo padrão (adotado como 5000 coberturas). A razão entre as coberturas assim obtidas foi definida como fator de equivalência de operações entre uma carga qualquer e aquela padrão. São as mesmas curvas adotadas por SOUZA (1966). A relação porcentagem de espessura *versus* logarítmo do número de coberturas também foi utilizada para obter o

gráfico de dimensionamento propriamente dito que correlaciona o número total de passagens do eixo padrão obtido através da conversão de todos os eixos que solicitam o pavimento pelo fator de equivalência de operações, para o período de projeto considerado, e cada valor de CBR (Figura 2.28).



(a) Gráfico de Dimensionamento do Corpo de Engenheiros.



(b) Gráfico de Dimensionamento do DNER.

Figura 2.28 - Gráficos de dimensionamento pelo método CBR

TURNBULL, FOSTER & AHLVIN (1962) chamam a atenção para as simplificações que se fizeram necessárias, especialmente no tratamento das coberturas, já que o amplo espectro de cargas e tipos de veículos circulantes obrigou a que se admitissem nos estudos algumas configurações típicas da época, em termos de tamanho de roda, distância entre centros, cargas atuantes, etc. Nesta época ainda não existiam os eixos triplos, que portanto não foram considerados. O número de operações para completar uma cobertura também é variável para o espectro de cargas e veículos. A seleção de uma profundidade única para definição da roda equivalente implica em simplificação, baseada na admissão de que para qualquer profundidade a relação entre a carga real e a carga padrão se mantém constante.

Outro aspecto ainda a considerar é a própria relação cobertura *versus* espessura utilizada como base para todas as outras curvas e que provém dos trechos observados como uma envoltória dos pontos que sofreram ruptura. Conforme se vê na Figura 2.38 muitos são os pontos que estão longe da envoltória e para os quais não se considera o que se passou. Estariam longe ou próximos da ruptura?

De qualquer forma estas curvas constituiram um avanço razoável por considerarem o tráfego diferenciado bem como a repetição das cargas.

No mesmo congresso em que o trabalho de TURNBULL, FOSTER & AHLVIN (1962), acima comentado, foi apresentado, LIDDLE (1962) discute os resultados da pista experimental da AASHO divulgando o método de projeto que estava sendo elaborado pelo comitê responsável pela análise dos dados da pista. O tráfego é correlacionado à estrutura do pavimento e à serventia. Para se estabelecer esta correlação procurou-se considerar a resistência relativa das diversas estruturas de pavimentos. Consideraram-se as variações de espessuras e as variações de material de cada camada, criando-se o número estrutural e os coeficientes estruturais. O número estrutural expressa uma relação empírica entre a espessura de uma camada de uma estrutura de pavimento e o tipo de material utilizado (ver item anterior).

Este conceito de coeficiente ponderal de resistência foi adotado por Souza para compor uma outra parte do método brasileiro de dimensionamento. Porém os valores estabelecidos na pista experimental não foram os adotados por Souza para os coeficientes estruturais (o nome dado no Brasil).

Por exemplo os três principais valores de a_i da pista experimental da AASHO foram $a_1 = 0,44$ para revestimento de concreto

asfáltico de alta estabilidade, a_2= 0,14 para base de brita graduada e a_3 =0,11 para subbase de pedregulho arenoso. No padrão adotado no Brasil, a base de brita graduada foi estabelecida como sendo a referência e portanto tendo o coeficiente estrutural igual a 1. Para manter a mesma proporção dos valores da AASHO, o concreto asfáltico deveria ter tal coeficiente igual a 3 corespondendo à razão entre 0,44 e 0,14; porém o valor adotado por Souza foi de 2. Para a subbase granular a proporção foi mantida, já que o valor adotado foi 0,77, que é praticamente 0,78 que corresponde ao quociente de 0,14 por 0,11, o mesmo acontecendo para o solo-cimento.

A adoção do fator climático regional na versão do método de 1966 também se baseou na pista da AASHO. No trabalho de Liddle há um gráfico em que aparece um fator climático que varia de 0,2 até 5, ponderados pela duração de tempo em que ocorrem durante o ano, pelo qual deve ser multiplicado o número N, para levar em conta as variações climáticas no suporte do material. O fator regional final para os Estados Unidos fica entre 0,5 e 3, considerando, principalmente, o grande efeito do gelo-degelo. Com bom senso apenas, foram adotados para o Brasil fatores climáticos de 0,7 a 1,8 segundo a altura média anual de chuva (SOUZA (1966)). A versão de 1979 do método de Souza, que embora não oficial é a mais adotada atualmente, recomenda não se considerar mais o fator climático no dimensionamento. Admite-se que ao se adotar o CBR embebido por quatro dias já se está considerando a pior situação que pode ocorrer. Por outro lado, também, várias pesquisas já mostraram que a variação sazonal do suporte do subleito no Brasil é muito pequena (MEDINA (1988b)) e a própria embebição pode ser questionada.

Comparando-se os gráficos de dimensionamento (Figura 2.28) apresentados por TURNBULL, FOSTER & AHLVIN (1962) e aquele adotado por SOUZA (1966), fica evidente que ao transpor o método o autor majorou as espessuras recomendadas em aproximadamente 20% para os CBR e N mais baixos e de até 100% para o CBR=20, além de limitar a este valor o máximo CBR possível, enquanto as curvas originais vão até CBR=50. Para um CBR=50 e $N=10^9$, a espessura necessária pelo gráfico original seria de 10 cm, praticamente só revestimento, enquanto que pelo método proposto por Souza, admitindo-se o CBR igual a 20 como máximo, seria necessário colocar 32 cm de espessura de pavimento em termos de brita graduada, por exemplo. Acrescente-se a isto a consideração do CBR saturado (embebido),

a exigência de CBR≥80[14] para a base e só considerar CBR = 20, no máximo, para a subbase que, provavelmente, os pavimentos ficam tendendo ao superdimensionamento no método brasileiro, pelo critério da resistência.

MIRANDA & OUTROS (1988) comentam que foi adicionado sistematicamente 7,5 cm ao gráfico original, justificando o fato com a explicação de que o Corpo de Engenheiros apresentam o valor de espessura em termos de somatório de base e revestimento diretamente, sem consideração de subbase e Souza ao fazer a tranformação da espessura total em camada granular supôs que os revestimentos eram de 7,5 cm e aplicou então o coeficiente estrutural de 2 que havia sido proposto.

SOUZA & OUTROS (1977) relatam uma pesquisa iniciada na tentativa de reavaliação do método de dimensionamento do DNER. Infelizmente não era conclusiva e não tem a autora conhecimento de prosseguimento das observações dos trechos em estudo.

---

[14] Atualmente, porque na proposição do método em 1966 exigia-se para a base um CBR≥60; expansão≤0,5%; LL≤25, IP≤6 e EA≥20%. Aceitava-se até CBR=40 para $N \leq 10^6$.

2.6.3 O MÉTODO SHELL (1977)

CLAESSEN & OUTROS (1977) apresentam um método de projeto racional, baseado na elasticidade linear, porém simplificado, pois, optaram por apresentar uma série de ábacos de dimensionamento obtidos a partir do programa BISAR. Os princípios do método e os modelos utilizados na obtenção dos ábacos são detalhados a seguir (Figura 2.29).

O pavimento é modelado através de um sistema elástico linear de múltiplas camadas onde os materiais são caracterizados através do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. Os materiais são admitidos como homogêneos e isotrópicos, em camadas infinitas horizontalmente. As cargas atuam vertical e/ou horizontalmente na superfície , uniformemente distribuidas sobre uma (ou mais) área circular. Usando o programa BISAR calculam-se as tensões, deformações e deslocamentos para uma faixa de módulos e de espessuras de camada. Os critérios de dimensionamento são a deformação permanente e a deformação horizontal de tração na camada asfáltica, que controla o fissuramento por fadiga do revestimento. Para condições normais de carregamento do eixo padrão de rodovia (eixo simples de roda dupla e carga vertical) calculam-se os valores máximos destes dois parâmetros, que podem ocorrer sob uma das rodas ou no eixo de simetria do carregamento. Para a deformação máxima admissível no subleito utilizam o critério $\varepsilon_c = 2,8 \times 10^{-2} N^{-0,25}$, independente da carga e do módulo do subleito. Por este critério pode-se aceitar uma deformação maior do subleito desde que o N de projeto seja menor. Para a deformação da camada asfáltica usaram o conceito de dissipação de energia e um ensaio tipo "wheel tracking machine" para calcular a deformação permissível em função do módulo de rigidez da mistura, do número N e do tipo de mistura. Para concreto asfáltico, obteve-se $\varepsilon_t = 0,032 E^{-0,425}$. Deve ser considerado um fator campo-laboratório.

Para profundidade de trilha de roda admite-se, na prática, 10 mm para rodovias de alta velocidade e 30 mm para baixa velocidade. Todas as estruturas calculada são para o eixo padrão e o tráfego é transformado em número N calculando um fator de conversão de carga. O clima é considerado através da temperatura média anual ponderada do ar transportada para o revestimento, que vai influenciar na escolha da faixa de módulo do revestimento a ser adotada, além do tipo de mistura e ligante. Usando o programa BISAR calcularam-se as tensões e deformações para um grande número de estruturas o que possibilitou a formulação de

vários gráficos, para cada variável considerada. Preparou-se um manual contendo o conjunto de gráficos de projeto para vários módulos do subleito, temperaturas médias do ar, tipos de misturas e vidas de fadiga.

Medições de campo e de laboratório mostraram que o modelo elástico linear adotado para cálculo das tensões e deformações apresentava acurácia suficiente para os propósitos, comparando-se bem as deformações medidas e calculadas.

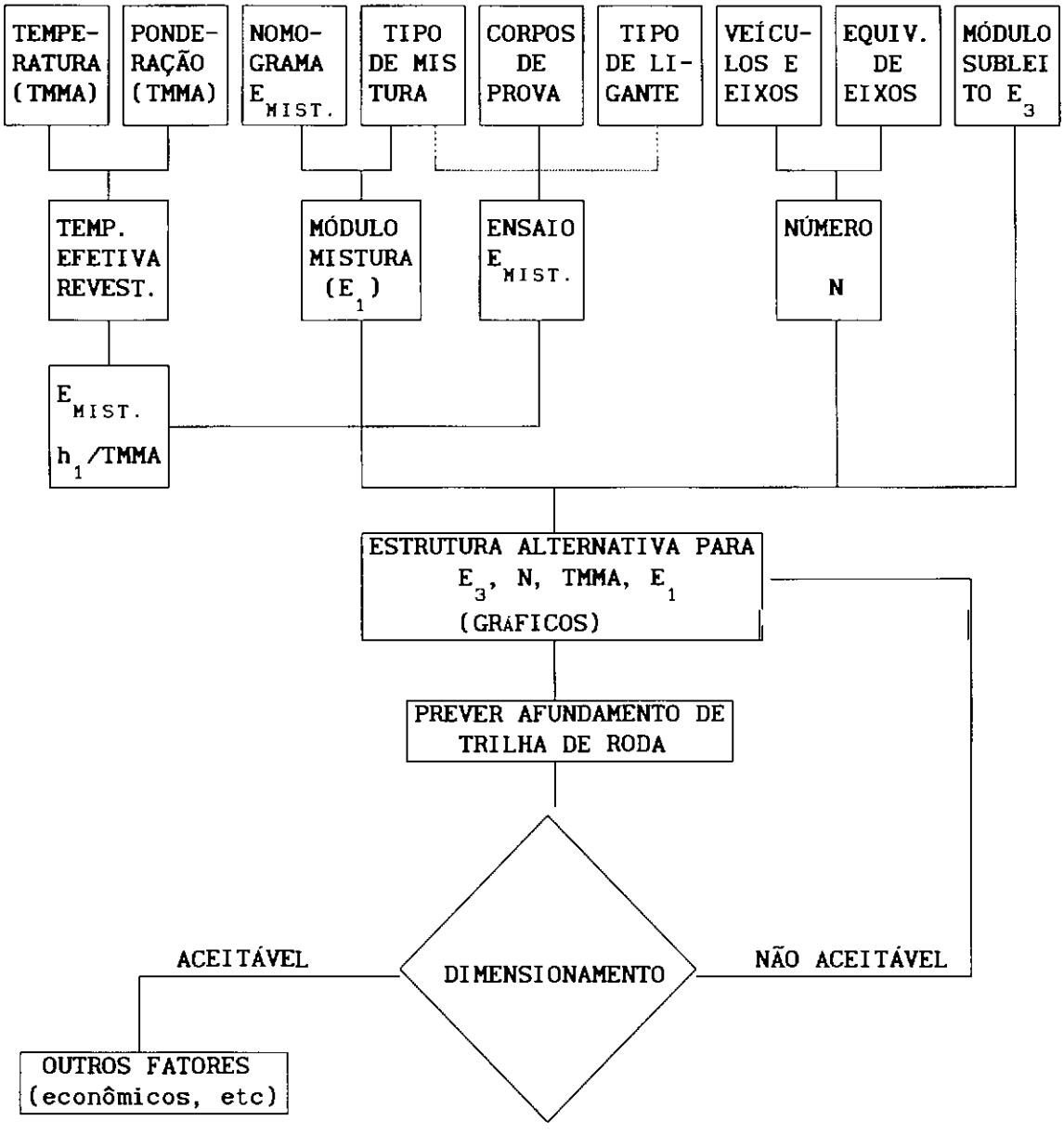


Figura 2.29 - Esquema do procedimento de dimensionamento SHELL (CLAESSEN & OUTROS (1977)).

2.7 CONCEITO DE CONFIABILIDADE NO ESTUDO DE PAVIMENTOS

2.7.1 CONCEITOS GERAIS DE CONFIABILIDADE

Os parâmetros envolvidos no projeto de uma rodovia são de natureza probabilística. Nenhum deles tem um valor único de modo que não se dispensa o tratamento estatístico. Portanto, para que o dimensionamento de um pavimento não seja um processo determinístico, é necessário ter como quantificar os aspectos probabilísticos das variáveis.

Para bem conceituar "medida" como a expressão de conceitos abstratos por indicadores empíricos, resumem-se aqui algumas considerações de CARMINES & ZELLER (1979). O processo de medição envolve um plano organizado e explícito de classificação e quantificação de um grupo particular de dados (indicadores) que expressam o conceito geral em que se baseiam. Considerações teóricas são conceitos fundamentais não observáveis e não mensuráveis diretamente, sendo a medida a resposta observável e empírica destes conceitos. Quando a relação entre o conceito teórico e o indicador empírico é forte e eficiente, a análise do empírico pode levar à inferências úteis sobre os conceitos fundamentais. No outro extremo, se os conceitos fundamentais teóricos não têm referências empíricas, então a "medida" fica desconhecida. Porém, intermediariamente - o que é o caso mais geral - a relação entre o conceito e o indicador empírico é fraca ou imperfeita, o que pode conduzir a inferências incorretas. Conclusões baseadas em tais modelos inadequados de medida não resultam em um conhecimento perfeito do fenômeno estudado.

É necessário, nestes casos, uma teoria auxiliar para especificar o grau de certeza e confiabilidade de uma relação entre conceitos (teóricos) e indicadores (empíricos).

Existem duas propriedades básicas de uma medida: confiabilidade e validade. Confiabilidade de um indicador expressa o grau no qual um experimento, um ensaio ou qualquer procedimento de medição produz os mesmos resultados em testes repetidos. A medida de qualquer fenômeno sempre contém uma certa chance de erro, que pode ser pequena ou grande, e portanto a "desconfiança" deve estar sempre presente. Porém, as medidas tendem a ser consistentes: o que se apresenta como verdadeiro para um ensaio tende a sê-lo para outros ensaios do mesmo tipo. A tendência de consistência que existe em medidas

repetidas de um mesmo fenômeno é chamada de "confiabilidade". Validade indica a relação essencial entre conceitos e indicador, ou seja, mede o grau no qual a medida representa acuradamente o conceito que se propõe medir. Um indicador pode ser confiável e não ser válido. Por exemplo, um equipamento com um defeito de fabricação sempre fará leituras repetitivas confiáveis, porém não válidas porque sistematicamente não expressarão o conceito real.

Toda medida é influenciada por erros que podem ser randômicos ou não randômicos. Os erros randômicos ou aleatórios são todos os que resultam de fatores que podem alterar a medição de algum fenômeno de forma não sistemática (às vezes subestimando-o, outras superestimando-o). O somatório destes erros aleatórios é inversamente correlacionado com a confiabilidade. Os erros não randômicos são aqueles sistemáticos que afetam o instrumento de medida e se refletem na qualidade do valor medido.

Visto que o erro aleatório é um elemento constante na medida de um fenômeno, pode-se afirmar que uma medida empírica ou escore observado (M) de um aspecto do fenômeno estudado é igual a soma do valor verdadeiro (escore verdadeiro, V) mais o erro randômico (e). Em geral, o escore verdadeiro é um valor que não se pode obter diretamente, mas que pode ser assimilado ao valor médio que se obteria de um número infinito de medições do mesmo dado. O erro randômico pode ser positivo ou negativo, com valor modular semelhante, ou seja, o valor observado se distribui simetricamente em relação ao valor verdadeiro. Admite-se, então, que a média dos erros é zero, a correlação entre o valor real e o erro é zero, a correlação entre o erro de uma medida e o valor real de outra medida é zero e finalmente, a correlação entre erros de medidas distintas é zero. Como a confiabilidade refere-se à consistência de medidas repetidas em vários "objetos", deve-se introduzir o conceito de variância. A variância é definida como o quadrado do desvio padrão.[15]

$$VAR(M) = VAR(V) + VAR(e) \qquad (2.1)$$

A razão entre a variância verdadeira e a observada é a confiabilidade do valor medido em relação ao valor verdadeiro:

$$C(M) = \frac{VAR(V)}{VAR(M)} \qquad (2.2); \text{ ou } C(M) = 1 - \left[\frac{VAR(e)}{VAR(M)}\right] \qquad (2.3)$$

---

[15] Para definições de conceitos básicos em Estatística veja, por exemplo, MOOD, GRAYBILL & BOES (1974).

A confiabilidade varia de 0 a 1, ou seja, se toda a variância observada é resultante do erro randômico (VAR(M) = VAR(e)), a confiabilidade é zero, e, se nenhum erro aleatório está envolvido na medida, então a confiabilidade é igual a 1 (VAR(e) = 0). Da equação (2.2) se depreende que, se se conhece a confiabilidade de uma medida e sua variância observada, então pode-se estimar a variância do valor verdadeiro não observável de um fenômeno. Existem técnicas apropriadas para se estimar a confiabilidade de medidas empíricas, utilizando-se o conceito de medidas paralelas. Medidas paralelas são as que têm valor real idêntico e igual variância, ou seja, expressam o mesmo valor verdadeiro porém diferem no erro randômico. A confiabilidade é estimada através da correlação entre medidas paralelas. Se não se pode obter uma medição confiável de um parâmetro do fenômeno, não se pode predizer um comportamento a partir deste parâmetro.

Os métodos básicos para estimar a confiabilidade se baseiam, então, no fato de que ao se trabalhar com medidas paralelas, a confiabilidade é expressa pela correlação entre elas. Um método seria o do reteste, ou seja, o mesmo teste é aplicado ao mesmo corpo-de-prova após um período de tempo e faz-se então a correlação entre os escores obtidos nas duas aplicações. Porém, esta técnica tem problemas de interpretação do resultado caso as medidas possam sofrer alteração com a reaplicação pela "memória" acumulada ou mesmo se o conceito mudou no intervalo de tempo entre uma e outra aplicação. Por exemplo, um ensaio de módulo resiliente feito em corpo-de-prova virgem pode ser diferente de outro feito pela segunda vez no mesmo corpo-de-prova. O processo de medição do fenômeno induz mudanças no próprio fenômeno, e isto baixa a correlação entre testes. Outra técnica seria aplicar um teste em um indivíduo e logo depois um outro teste alternativo semelhante, que medisse a mesma coisa. A correlação entre eles dará uma medida da confiabilidade. É um pouco melhor do que a primeira técnica porque não tem problemas de "memória", porém, deve ser usado somente se o fenômeno é durável, não sujeito a alterações rápidas e radicais. A dificuldade está em construir formas alternativas de um mesmo teste. Um outro meio para se estimar a confiabilidade seria o teste da divisão dos ítens a serem avaliados em duas partes e correlacionar os pontos (escores) obtidos em cada parte do teste. A confiabilidade de cada parte não é igual à confiabilidade total, nem a total é a soma das partes simplesmente. Propõe-se uma correção estatística da forma:

$$C_{total} = \frac{2\ C_{parcial}}{1 + C_{parcial}} \qquad (2.4)$$

Se a divisão se fizer em mais partes (por exemplo, N partes), a forma generalizada seria:

$$C_{total} = \frac{N\ C_{p}}{1 + (N - 1)\ C} \qquad (2.5)$$

Rearrumando a fórmula (2.5), pode-se também determinar o número de partes necessárias para se obter uma certa confiabilidade. Porém, existe a influência da forma como se dispõe os grupamentos.

Um quarto processo de se estimar a confiabilidade é pelo método da consistência interna de um conjunto de resultados, através da fórmula:

$$\alpha = \frac{N}{(N - 1)\ [1 - \Sigma\ \sigma^2\ (y_i)\ /\ \sigma_X^2\ ]} \qquad (2.6)$$

onde: α - medida de consistência

N - número de ítens

$\Sigma\ \sigma^2\ (y_i)$ - somatório das variâncias dos ítens

σ_X^2 - variância do conjunto total de ítens.

Este mesmo parâmetro pode ser expresso em termos de matriz de correlação:

$$\alpha = N\ \bar{\rho}\ /\ [1 + \bar{\rho}\ (N - 1)] \qquad (2.7)$$

sendo $\bar{\rho}$ a média da correlação entre ítens.

Pode-se afirmar que a confiabilidade nunca é menor do que alfa, portanto α é uma estimativa conservativa da mesma.

Independentemente do método usado para obter a confiabilidade, é importante que a correlação considere o erro aleatório. Desde que se tenha como estimar a confiabilidade de cada variável, pode-se usar esta estimativa para determinar se existe correlação entre as variáveis:

$$C_{x_v y_v} = \frac{C_{x_i y_i}}{\sqrt{C_x\ C_y}} \qquad (2.8)$$

onde: $C_{x_v y_v}$ - confiabilidade (correlação) entre x verdadeiro e y verdadeiro

$C_{x_i y_i}$ - correlação observada entre x e y

C_x - confiabilidade de x

C_y - confiabilidade de y

Todos os métodos apresentados baseiam-se no fato de que as medidas são paralelas. Nos dados reais, no entanto, às vezes isto não acontece. A melhor técnica para estas situações é a análise fatorial que consiste de uma variedade de métodos estatísticos para descobrir agrupamentos ou fatores semelhantes dentro de um conjunto de ítens.

Um dos principais métodos de análise fatorial é o método das componentes principais (veja, por exemplo, DIAS (1990) ou JOHNSON & WICHERN (1982)). Dada uma série de ítens que não tem correlação perfeita, utiliza-se uma análise por componentes principais para agrupá-los em ordem decrescente de importância em função da variância associada a cada componente (agrupamento de ítens). Cada componente tem um peso associado que indica a contribuição de cada ítem para a variabilidade total. O primeiro componente explica uma parcela significativa da variância, e os componentes subseqüentes explicam o restante da mesma num decréscimo gradual.

A confiabilidade pode então ser tomada como:

$$\theta = \frac{N}{N - 1}\left(1 - \frac{1}{\lambda_1}\right) \qquad (2.9)$$

onde: N - número de ítens;

λ_1 - o autovalor da matriz de correlações associado à primeira componente principal.

Pode-se ainda, baseando-se nos resultados da análise fatorial, e usando o método do fator principal (DIAS (1990)), definir uma estimativa para a confiabilidade como função das comunalidades e das covariâncias, dada por:

$$\Omega = 1 - (\Sigma\ \sigma_i^2 - \Sigma\ \sigma_i^2\ h_i^2\ ) / (\Sigma\ \Sigma\ \sigma_{x_i x_j}) \qquad (2.10)$$

onde: σ_i^2 - variância do i-ésimo item

h_i^2-comunalidade do i-ésimo ítem

$\Sigma\ \Sigma\ \sigma_{x_i x_j}$ -soma das covariâncias

Ou, de outra forma, quando se trabalha com a matriz de correlações no lugar da matriz de covariâncias:

$$\Omega = 1 - (a - \Sigma\ h_i^2\ ) / (a + 2b) \qquad (2.11)$$

onde: a - número de ítens

b - soma das correlações entre ítens

Se os ítens (ou variáveis) são de medidas paralelas, então os três coeficientes (α, θ, Ω) serão iguais e igual à confiabilidade. Se não forem, $\alpha < \theta < \Omega$, sendo, então, α a menor estimativa e Ω a maior estimativa da confiabilidade.

Existe uma dificuldade adicional que é a escolha de um nível satisfatório de confiabilidade para cada situação, ou um nível que se aplique a todas as situações. Como regra geral, admite-se que a confiabilidade não deve ser menor do que 0,80, porque neste nível as correlações são pouco afetadas pelo erro randômico.

Até aqui, vem-se falando em confiabilidade no sentido de confiança ("crença") em um resultado e/ou precisão de uma medida expressa em termos de variância de medidas repetidas de um mesmo objeto. Isto tem muita aplicação para ensaios de campo e laboratório.

No entanto, existe um outro conceito ligado ao termo "confiabilidade" (reliability) que interessa muito especialmente à engenharia e ao estudo de pavimentos em particular. É aquele associado às técnicas de se prever, estimar ou otimizar a probabilidade de sobrevivência ou vida média de um sistema e/ou seus componentes.

Neste sentido, é definida como:

"Confiabilidade é a probabilidade que um componente, um equipamento ou um sistema tem de desempenhar satisfatoriamente a função para a qual foi desenvolvido sob dadas circunstâncias, tais como condições ambientais, limitações de operação, frequência de operação e manutenção, para um período de tempo especificado." (Dictionary of Scientific and Technical Terms, 1974, em HANSHIRE (1985)).

Na década de 40, destacou-se um campo especial da Probabilidade, destinado a analisar problemas de "confiabilidade" de equipamentos eletrônicos. Durante a 2ª Guerra Mundial, os sistemas eletrônicos cresceram muito em complexidade e em produção, mas apresentavam muitos problemas. As forças armadas americanas criaram então comitês para estudar o problema da "falta de confiabilidade" dos equipamentos, surgindo assim teorias próprias que criaram o campo da análise da confiabilidade. Em 1952, o Departamento de Defesa, coordenando estes esforços, estabeleceu um Grupo Consultivo de Confiabilidade de Equipamentos Eletrônicos (AGREE). Com o tempo, o campo de interesse deste novo ramo foi se extendendo a várias áreas de

atuação, onde problemas semelhantes ocorriam, aplicando-se a projetos e desenvolvimento de sistemas de engenharia. A confiabilidade tornou-se assim, o campo especial da Estatística voltado para análise de testes de vida, tempo de ruptura, falhas, etc, estabelecendo novas leis e técnicas voltadas para estes aspectos: modelos de ruptura, métodos de estimação, teoria da renovação, etc - KAPUR & LAMBERSON (1977).

É claro que esta sistematização dos conhecimentos e estabelecimentos de leis de "confiabilidade" em época tão recente, relativamente, não quer dizer que antes não existia essa preocupação nos projetos de engenharia. É que a expressão desta preocupação com a possibilidade de colapso dos sistemas não se tornava claramente explícita nos projetos por falta de técnicas formais matemáticas para isto. A habilidade de projetar estruturas confiáveis, em construção civil e pavimentos, vem se desenvolvendo desde a era dos romanos, inicialmente não como uma ciência, mas heuristicamente, na base do "ensaio e erro". Com o desenvolvimento da ciência e suas aplicações à engenharia, foi possível chegar a um projeto estrutural que considera solicitação versus resistência e estabelecer "fatores de segurança", que, na maioria dos casos, leva ao sucesso das obras. Porém, à medida que as estruturas vão se tornando mais complexas e, também, se deseja maior racionalização dos projetos, as técnicas formais de análise de confiabilidade se tornam imprescindíveis. Para se projetar bem qualquer estrutura (pavimento, prédio, barragem, turbina, automóvel, etc.) é preciso se conhecer as leis que regem esta parte da ciência matemática.

No caso de Pavimentos, a saída do empirismo que domina os métodos de dimensionamento para métodos mais racionais deve necessariamente passar por esta análise de confiabilidade já que se trabalha basicamente com chances de ruptura, e com vários tipos de falhas que podem ocorrer durante a existência de uma estrada. A própria definição de vida útil de um pavimento é um conceito não determinístico que merece análise técnica quantificando-se os riscos admitidos em cada hipótese de trabalho.

A teoria da confiabilidade está ligada justamente ao fato de que pode ocorrer um evento indesejável de ruptura durante a vida de um sistema físico. É a análise probabilística das possibilidades de falhas ou rupturas, considerando a necessidade de se conceituar o que é desempenho adequado de um parâmetro que se deteriora com o tempo, bem como a clareza de estabelecer as condições em que o sistema vai trabalhar ao longo de sua vida útil.

Para utilizar os conceitos da teoria da confiabilidade, é necessário então se saber definir o que é ruptura, em cada caso. Evidentemente, a ruptura total, catastrófica e completa (que ocorre por exemplo ao final de um ensaio de fadiga à tensão controlada), é facilmente reconhecida. Porém, definir o que é ruptura (ou perda de desempenho) de um sistema que se deteriora gradualmente com o tempo sem chegar à desagregação total (o que ocorre por exemplo em um ensaio de fadiga à deformação controlada) é mais difícil. Estabelecer a linha de separação entre o sucesso e o fracasso de um pavimento é muito difícil, e envolve a definição dos diferentes modos de ruptura.

Para se quantificar a confiabilidade por métodos probabilísticos é necessário definir o(s) modo(s) de ruptura. Para isso, estabelece-se uma função de distribuição para os vários modos de ruptura, considerando-se quaisquer aspectos de restrição, ou seja, definindo-se exatamente como o sistema/obra vai operar.

A confiabilidade é um atributo inerente a um sistema que é estabelecido na fase de projeto e só mudará se houver mudanças nas condições admitidas. A dificuldade é ter um bom conhecimento dos princípios do projeto, das interfaces do problema, dos fatores humanos, do custo-benefício, etc, que permitam formular um bom projeto. Além disso, para se monitorar o desempenho, e melhorar a análise da confiabilidade de sistemas semelhantes, deve-se ter uma eficiente e bem organizada coleção de dados para análise e retro-análise e aumentar os elementos de conhecimento a nível de dimensionamento ou projeto.

Obviamente, a melhor maneira de medir a confiabilidade de um sistema é testar os componentes em condições que simulem a vida real até que a ruptura ocorra (ensaios de fadiga são uma tentativa disto). Infelizmente, a simulação das condições do campo em laboratório nem sempre pode ser feita, os ensaios em quantidade são caros e demandam tempo, e, assim, deve-se equilibrar a segurança na confiabilidade estimada com o número de observações realizadas.

O fato de que não se tenha um programa de ensaios adequado ou não se faça uma análise de confiabilidade de um sistema, não implica necessariamente em que o sistema ou programa de ensaios não seja confiável: o que ocorre é que não se conhece o grau de confiabilidade e portanto nada se pode afirmar a respeito das perspectivas extraídas daquele resultado.

A lei básica que expressa o conceito de confiabilidade é fundamentada na chance de ruptura que pode ser ilustrada com o seguinte

exemplo (GOLDBERG (1981)):

Coloque N aparelhos idênticos em operação no mesmo instante (t=0) e opere-os pelo tempo[16] t. Se, ao fim do tempo t o número de aparelhos ainda em funcionamento for S(t), define-se confiabilidade destes aparelhos como:

$$C(t) = \frac{S(t)}{N} \qquad (2.12)$$

A medida da confiabilidade de um equipamento é a freqüência com a qual a ruptura ocorre no tempo, é a probabilidade de sucesso durante um tempo determinado. Portanto, é possível se estabelecer modelos estatísticos de ruptura escolhendo uma função de distribuição de probabilidades que convenientemente expresse esta freqüência com o tempo.

Pode-se definir, também, o complemento desta fração de sucesso que representa a confiabilidade, como:

$$F(t) = 1 - C(t) \qquad (2.13)$$

Se o número de aparelhos testados cresce muito, C(t) e F(t) passam a ser um função contínua de t. Define-se, então, uma função densidade de ruptura f(t):

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} = - \frac{dC(t)}{dt} \qquad (2.14)$$

O tempo médio para ruptura (ou vida esperada) dos aparelhos sob teste pode ser calculado como:

$$E(T) = \int_0^\infty t\ f(t)\ dt = \int_0^\infty C(t)\ dt \qquad (2.15)$$

Quando o sistema é renovado por algum tipo de manutenção, a vida esperada do sistema final é alterada. A teoria da renovação trata estes casos (por exemplo, reforço de pavimentos) considerando que um sistema novo e um sistema após manutenção têm comportamento idêntico do ponto de vista de ruptura. Isto faz com que a confiabilidade do sistema geral seja menor do que cada uma das etapas.

Para distinguir diferentes funções de distribuição, pode-se

---

[16] "tempo" neste caso pode ser expresso por horas, distância, revoluções, número de golpes, etc.

definir uma velocidade ou razão de ruptura instantânea como:

$$\lambda(t) = \frac{f(t)}{C(t)} \qquad \text{"hazard function"} \tag{2.16}$$

ou

$$\lambda(t) = \lim_{t \to 0}\left[\frac{P(t,t+\Delta t)}{\Delta t}\right] \tag{2.17}$$

$P(t,t+\Delta t)$ - probabilidade de um corpo-de-prova de idade t romper no intervalo t, $t+\Delta t$; ou sobreviver além do tempo t.

No desenvolvimento da teoria da confiabilidade observou-se que quando um grande número de sistemas, equipamentos ou corpos-de-prova são testados, a razão de ruptura instantânea ou função acaso $\lambda(t)$ (risco) comporta-se, de uma forma geral como mostra a Figura 2.30.

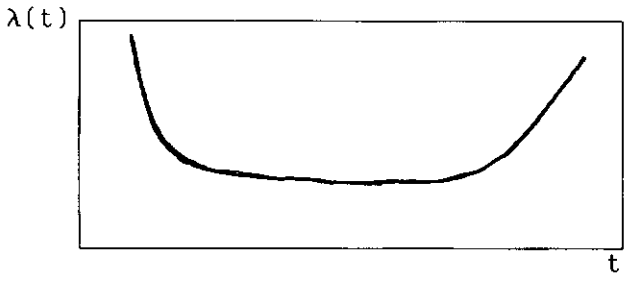


Figura 2.30 - Curva tipo banheira ("bathtub") que representa os três tipos de chances de ruptura característicos.

Pode-se distinguir nesta figura três fases características:

1ª) fase inicial - em que as chances de ruptura são elevadas no tempo zero e gradualmente diminuem durante o período inicial de operação (por exemplo, em demografia, a mortalidade infantil até 1 ano de idade; nos ensaios de fadiga, os defeitos grosseiros no corpo-de-prova).

2ª) fase constante - período no qual as chances de ruptura são constantes e baixas, geralmente, a mínima durante a vida. Ocorrerá ruptura somente sob uma condição severa não usual, mesmo imprevista (Exemplo - mortalidade humana entre os 10 e 30 anos em geral por acidentes; nos ensaios de fadiga seria um aumento acidental de pressão ou um defeito menor do corpo-de-prova).

3ª) fase desgaste - associada a um crescimento acelerado das chances de ruptura, por depreciação gradual do material ou acumulação de esforços, choques, fadiga, etc (Ex: No homem, morte por velhice; nos ensaios, a fadiga).

São muitas as causas que levam à ruptura de um sistema, individual ou coletivamente. Porém, é muito difícil, senão impossível, isolar estas causas físicas e considerar matematicamente cada uma delas. Portanto, escolher uma distribuição de ruptura que se adeque melhor ao sistema estudado passa a ser uma "arte", dependendo de muita observação do fenômeno para bem estabelecer as leis de variação do mesmo.

Tem-se tabelados os parâmetros que representam vários modelos de distribuição que se aplicam a diversos casos (ver, por exemplo, MOOD & OUTROS (1974)). Uma das distribuições que mais se aplica na área de engenharia é a log-normal, que implica em que o logaritmo da vida de fadiga seja normalmente distribuído. Trabalha-se com a transformada do parâmetro para tentar facilitar a representação de fenômenos tais como a fadiga de materiais. Outro modelo também bastante empregado é o exponencial. Há que se notar no entanto que o emprego do modelo exponencial implica em que as rupturas do futuro não são influenciadas pelo passado, ou seja, independem da história prévia do sistema, e sua função de confiabilidade não muda. Isto implica em que a ruptura só ocorrerá aleatoriamente e nunca deterministicamente, bem como será desligado da realidade da maioria dos fenômenos estudados na engenharia.

Basicamente, uma ruptura por fadiga é uma ruptura progressiva resultante de um carregamento cíclico de intensidade suficiente para causar um trincamento inicial e progredí-lo. É o modo mais comum de ruptura dos pavimentos no Brasil. Uma ou mais fissuras aparecem próximo à superfície e progridem até que a tensão existente na área remanescente seja suficiente para causar uma fratura abrupta. A fadiga por tração das camadas cimentadas ou betuminosas dos pavimentos é simulada em laboratório por vários ensaios que nada mais são que os "testes de vida" de que tratam os trabalhos de Confiabilidade.

Citam-se duas teorias que explicam a fratura e a fadiga de metais. Uma teoria pretende que existam defeitos diminutos na estrutura molecular do metal. A fratura começa nos pontos mais fracos análogos aos elos mais fracos de uma corrente. Desde que o número de moléculas ou elos é muito grande, leva-se um certo tempo ou ciclos para a ruptura. Neste caso, a função de distribuição adequada seria a chamada distribuição do valor extremo. Uma segunda teoria considera estruturas

interligadas em um suporte rugoso como um feixe de linhas atuando em paralelo. Isto produz um efeito médio porque a carga é distribuída sobre todos os fios. Neste caso, o tempo para ruptura é razoavelmente uma distribuição normal em virtude do teorema central do limite[17]. Resultados experimentais mostram que a distribuição normal, ou log-normal, é adequada para os modelos de densidade em relação à resistência do material. Em relação à tensão atuante, é mais difícil generalizar um comportamento.

A vida de fadiga para um material é descrito por um diagrama S-N obtido em ensaios, à flexão, de laboratório para um particular nível de tensão até que a ruptura ocorra. Um diagrama teórico é mostrado na Figura 2.31.

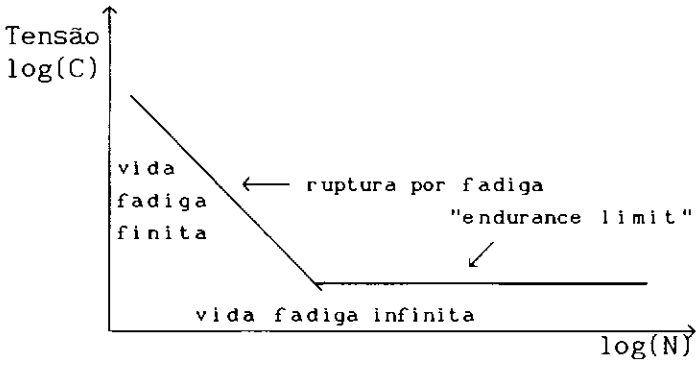


Figura 2.31 - Diagrama teórico S - N.

Pode-se antecipar aqui que na experiência da COPPE com solo cimento, o "endurance limit" é de 60% da resistência à tração estática nos ensaios de compressão diametral sob carga repetida, e para os concretos asfálticos usinados à quente não se pode determinar este limite que deve ser muito menor que 10% da resistência estática, já que até este nível de tensão os corpos-de-prova ensaiados não apresentavam tendência de estabilização. Na prática, vários fatores distorcem esta relação teórica. Primeiro, quando se faz a ruptura dos corpos-de-prova, existe uma diferença de variância na distribuição dos ciclos de ruptura como mostra a figura 2.32.

Estabelece-se uma maior variância quanto mais baixo o nível de tensão aplicado no ensaio. Por exemplo, nos ensaios de fadiga de CBUQ na COPPE, para nível de 10% de tensão aplicado, o coeficiente de variação fica por volta de 36%, enquanto que para um nível de 50% esta medida de

---

[17] Para Teorema Central do Limite, veja MOOD & OUTROS (1974).

dispersão cai para um patamar de 10%.

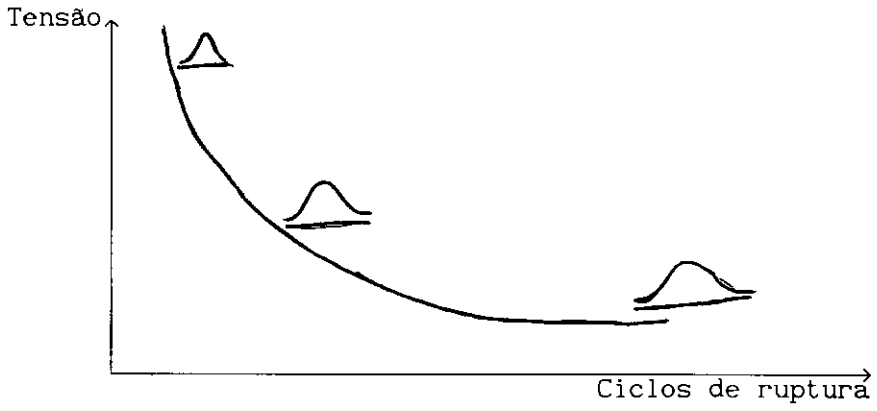


Figura 2.32 - Diferença de variância nos ciclos de ruptura

Não se tem como aplicar a metodologia estatística a esta situação. Para complicar mais a questão, usualmente a tensão é um componente que varia também, e, portanto, na prática existe uma distribução de tensão, sendo preciso fazer uma transformação de eixos obtendo uma distribuição de ruptura.

Ocorre que um projeto de engenharia tem como base a compatibilidade entre tensões atuantes e capacidade de resistência às mesmas. Quando as tensões (T) superam a resistência (R) ocorre a ruptura. O enfoque convencional é de que o fator segurança (Fs = R/T) elevado previne qualquer ruptura. Na realidade, a probabilidade de ruptura pode variar de um valor muito baixo (adequado) até um valor inaceitavelmente alto, para um mesmo fator de segurança, quando no projeto convencional ignora-se a natureza probabilística dos parâmetros. A relação entre confiabilidade e fator de segurança pode ser estabelecida.

Seja R uma variável aleatória que expressa a resistência de um material e T a variável aleatória tensão atuante. A confiabilidade do sistema por definição é:

$C = P(R - T \geq 0)$. Chamando $(R - T) = y$ $\quad C = P(y \geq 0)$

Se tanto a resistência quanto a tensão tem uma distribuição normal, y também será normalmente distribuído e a confiabilidade será expresa pela função densidade normal:

$$C = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-Zo}^{\infty} e^{-z^2/2} dZ \qquad (2.18)$$

onde Z - variável aleatória normal padrão ($Z \longrightarrow N(0,1)$)

$$Zo = \frac{\mu_R - \mu_T}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_T^2}}$$

μ_R - resistência média

μ_T - tensão média

σ_R - desvio padrão da resistência

σ_T - desvia padrão da tensão

A confiabilidade claramente depende do limite inferior da integral na equação (2.18). Quanto menor este limite, maior a confiabilidade. Chamando este limite inferior de Zo, pode-se estabelecer uma relação entre Zo e C, mostrada a seguir:

Zo	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
C	0,5	0,691	0,841	0,933	0,977	0,998	0,999

A confiabilidade é altamente dependente da acurácia de determinação dos parâmetros (ou seja, muito influenciada pela variância das variáveis).

Seja o Fator de Segurança definido normalmente como:

$$Fs = \frac{\mu_R}{\mu_T} = n, \text{ e o coeficiente de variação} \begin{cases} V_R = \dfrac{\sigma_R}{\mu_R} \text{ resistência} \\ V_T = \dfrac{\sigma_R}{\mu_T} \text{ tensão} \end{cases}$$

Então, fazendo-se as devidas subistituições na fórmula (2.18), tem-se:

$$Zo = \frac{n - 1}{\sqrt{n^2 V_R^2 + V_T^2}} \qquad (2.19)$$

Expressa-se então, indiretamente, a relação entre a confiabilidade, C, e fator de segurança. Como exemplo, considere um material cuja resistência seja em média 100 KPa, e tenha um desvio padrão de 10 KPa por efeito de umidade e temperatura. Considere uma tensão atuante neste material de 50 KPa, com um desvio padrão de 10 KPa. O fator de segurança convencional será 2. A confiabilidade será 0,99. No entanto, se os desvios-padrão fossem de 30 KPa, a confiabilidade cairia para 0,87 enquanto o fator de segurança permaneceria o mesmo.

Pode-se, porém, tratar o fator de segurança n como uma variável aleatória - KAPUR & LAMBERSON (1977) - e obtendo-se a seguinte relação:

$$C \geq 1 - \frac{\bar{n}^2 V_n^2}{\bar{n}^2 V_n^2 + (n-1)^2} \qquad (2.20)$$

ou

$$\bar{n} \geq \frac{1}{1 - V_n^2 \sqrt{C/(1-C)}}$$

onde: $\bar{n}$- valor esperado do fator de segurança;

V_n - coeficiente de variação do fator de segurança.

Este seria o valor exato do fator de segurança, porém é muito difícil se conhecer o coeficiente de variação deste fator. Então, existe uma aproximação usando a série de Taylor que permite substituir este coeficiente de variação pelos coeficientes de variação de tensão e da resistência:

$$V_n \cong \sqrt{V_R^2 + V_T^2} \left[\frac{1}{1 + V_T^2} \right] \qquad (2.21)$$

Então:

$$n_C = \frac{1}{(1 + V^2) - \sqrt{V_R^2 + V_T^2}\ \sqrt{C/(1-C)}} \qquad (2.22)$$

onde: n_C = menor valor determinístico do fator de segurança com a probabilidade C de que o valor real de n seja maior que 1.

Um procedimento para considerar a natureza probabilística de um projeto é identificar explicitamente todos os parâmetros e variáveis que determinam a tensão atuante e a resistência do material ou sistema. Se for possível determinar estas duas distribuições, pode-se calcular a confiabilidade do projeto, como exemplifica a figura 2.33.

Trata-se portanto de um processo bastante complexo, onde para formular um bom projeto é necessário:

1º) Identificar as variáveis e parâmetros envolvidos, bem como o(s) modelo(s) de ruptura que atuará(ão) no caso;

2º) Selecionar o(s) material(is) baseando-se em propriedades mecânicas e físicas e em condições econômicas;

3º) Estabelecer a relação entre os parâmetros críticos e o critério de ruptura;

4º) Determinar a função densidade probabilidade e de distribuição da tensão e da resistência;

5º) Calcular a confiabilidade associada a esta ruptura para a qual a função distribuição é conhecida;

6º) Iterar o projeto até obter a confiabilidade desejada, otimizando-se o projeto em termos de desempenho, custos, etc.

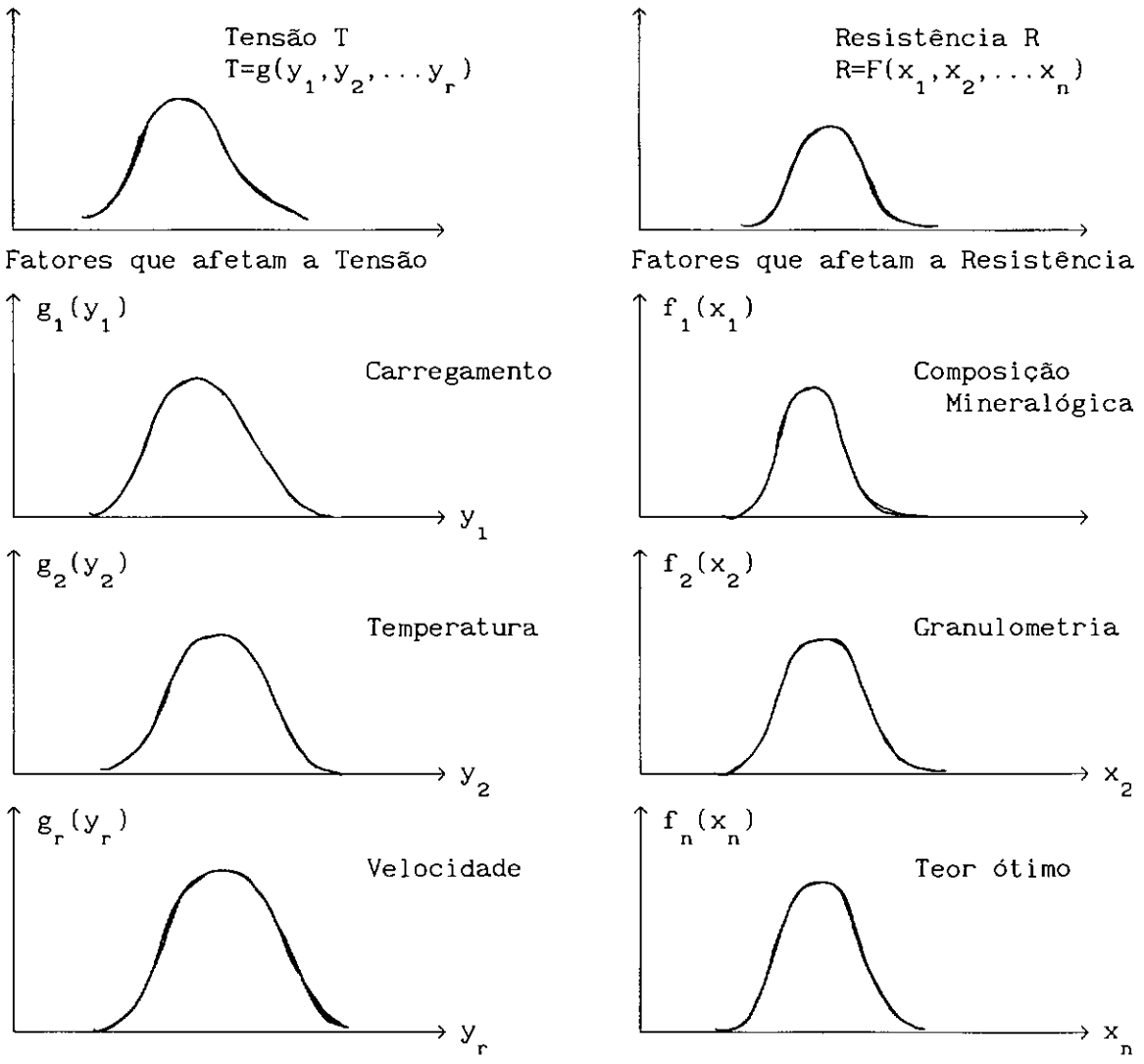


Figura 2.33 - Exemplos de consideração da natureza probabilística de um projeto.

Na prática, é difícil se conhecer as distribuições verdadeiras da tensão e resistência de campo. No entanto, como o que se quer é somente a "interferência" entre elas, somente a região de superposição é necessária para calcular a confiabilidade. Pode-se trabalhar com limites inferior e superior das variáveis, estimados empiricamente, determinando-se um valor limite de confiabilidade.

Seja, então, $T_{máx}$ o limite superior de tensão e R_{min} o limite inferior da resistência, conhecidos por experimentação. A probabilidade de ruptura será dada:

$$1 - C = P(T > R) = \int_{R_{min}}^{T_{máx}} f(u)G(u)du$$

Subdividindo em intervalos menores e estabelecendo que

$p_i \equiv P\{a_{i-1} < T \leq a_i\}$ para $i = 1, \ldots, n$

$q_i \equiv P\{a_{i-1} < R \leq a_i\}$ Sendo $a_0 \equiv R_{min}$ e $a_n \equiv T_{máx}$

pode-se substituir (aproximar) a integral por um somatório:

$$1 - C = \sum_{i=1}^{n} p_i \sum_{k=1}^{i} q_k = \sum_{i=1}^{n} q_i \sum_{k=1}^{n} p_k \qquad (2.22)$$

Portanto, a área de interferência entre as duas curvas de distribuição de tensão e resistência é a probabilidade de ruptura do sistema. Ampliando esta área:

$$P\left[T_0 - \frac{dT}{2} \leq T \leq T_0 + \frac{dT}{2}\right] = f_T(T_0)dT$$

A probabilidade de que a resistência R seja maior do que uma certa tensão T_0 é dada por:

$$P(R > T_0) = \int_{T_0}^{\infty} f_R(R)dR$$

A probabilidade de que a resistência seja maior (ou igual) do que qualquer valor de T, que é a confiabilidade:

$$C = \int_{-\infty}^{\infty} f_T(T) \left[\int_{T}^{\infty} f_R(R)\, dR\right] dT \qquad (2.23)$$

Ou, alternativamente, a probabilidade de que a tensão T seja menor que uma certa resistência Ro é dada por:

$$P(T < R_0) = \int_{-\infty}^{R_0} f_T(T)dT \qquad (2.24)$$

E para que a tensão T seja sempre menor que R, para qualquer valor de R (o que é a expressão da confiabilidade):

$$C = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(R)\left[\int_{T}^{\infty} f_T(T)dT\right]dR \qquad (2.25)$$

A probabilidade de ruptura é dada por $\bar{C} = 1 - C$.

Para resolver estas integrais já existem tabeladas as várias soluções conforme a distribuição de probabilidade da tensão e resistência.

Por exemplo, se ambas tiverem a função densidade de probabilidade normalmente distribuída:

$$f_T(T) = \frac{1}{\sigma_T\sqrt{2\pi}} \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{T - \mu_T}{\sigma_T}\right)^2\right] \quad -\infty < T < \infty \qquad (2.25)$$

$$f_R(R) = \frac{1}{\sigma_R\sqrt{2\pi}} \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{R - \mu_R}{\sigma_R}\right)^2\right] \quad -\infty < T < \infty \qquad (2.26)$$

onde μ é média e σ é desvio padrão.

Chamando a diferença entre resistência (R) e tensão (T) de $Y = R - T$, esta diferença também terá distribuição normal[18] com média $\mu_Y = \mu_R - \mu_T$ e desvio padrão $\sigma_y = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_T^2}$.

A confiabilidade é dada pela probabilidade dessa diferença, Y, ser maior que zero:

$$C = P(Y > 0) = \int_{0}^{\infty} f_Y(Y)dY \qquad (2.27)$$

---

[18] Ver, por exemplo, MOOD & OUTROS (1974).

Padronizando a variável Y, obtém-se:

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y}$$

Então, tem-se que:

$$\text{para} \begin{cases} Y = 0 \Longrightarrow Z = -\dfrac{\mu_Y}{\sigma_Y} = -\dfrac{(\mu_R - \mu_T)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_T^2}} \\ Y = \infty \Longrightarrow Z = \infty \end{cases} \qquad (2.28)$$

Portanto chega-se à fórmula (2.18), podendo-se usar a tabela da distribuição normal padrão para determinar o valor da confiabilidade.

A confiabilidade pode ser calculada para vários tipos de função densidade de probabilidade, assim como foi mostrado para a distribuição normal.

Existem modelos que consideram a aplicação repetida de tensões e também consideram a variação da resistência com o tempo, conhecidos como SST (stress - strength - time).

Quando os vários pontos do pavimento estão sujeitos à mesma tensão repetida, eles rompem a diferentes ciclos porque existem a não homogeneidade de propriedades da mistura, variações na condição de superfície, etc. Em laboratório, para predizer a vida média de uma mistura betuminosa, por exemplo, deve-se submeter vários corpos-de-prova a "testes de vida", a vários níveis de tensão, nas condições ambientais próximas do campo, até a ruptura, para se obter curvas de fadiga que permitam estimar a vida útil dos trechos. Os gráficos tensão x número de ciclos, em geral representados em gráficos log-log, têm uma grande dispersão, pelos motivos já comentados.

Pelo fato de que a tensão e a resistência a cada instante t (ou número de ciclos) não são em geral valores conhecidos com certeza, deve-se, na prática, definir várias possibilidades de análise. Define-se, então, uma classificação para tensão e/ou resistência que tenta englobar os tipos possíveis de atuação - KAPUR & LAMBERSON (1977):

a - determinístico: o valor é exatamente conhecido a priori;

b - aleatório: o valor no tempo t = 0 ou N = 1 não é conhecido *a priori*, porém com duas possibilidades:

1 - fixada: o comportamento da variável com relação ao tempo é conhecido, por exemplo: $y(t) = y_0 \phi(t)$

2 - independente: valores sucessivos assumidos pela

variável são estatisticamente independentes, ou seja, um valor não dá informação a respeito dos valores subsequentes. Por exemplo: tensões induzidas pelo tráfego real.

A resistência de um material quase sempre é tratada como um valor determinístico. Na verdade, na medida em que as resistências dos materiais que compõem um pavimento podem ser afetadas, por exemplo, por fatores ambientais tais como temperatura e umidade, não são mais valores fixos com o tempo. Se a resistência só varia com o tempo, tem-se o efeito "idade" ou "envelhecimento"; se a resistência é função do número de ciclos de carga, tem-se a "perda cíclica", e, ainda, se além do número de ciclos, depender do valor das cargas tem-se a "perda cíclica cumulativa".

Pode-se estabelecer 9 combinações das possibilidades de ocorrência de tensão e resistência de cada um dos três tipos de classificação anterior. E mais, pode-se estabelecer estas 9 combinações para dois tipos de problemas: ciclos determinísticos e não determinísticos com o tempo. Ou seja, chamando de C_n a confiabilidade após n ciclos (a probabilidade de não haver uma ruptura em algum dos n ciclos) e de C(t) a probabilidade no tempo t, contínuo, tem-se:

a - caso de ciclos determinísticos com o tempo:

$$C(t) = C_n \qquad t_n < t < t_{n+1},\ n = 1, 2, \ldots$$

onde: t_i é o instante t no qual o ciclo i ocorre (laboratório)

b - caso de ciclos aleatórios com o tempo:

$$C(t) = \sum_{i=0}^{\infty} \Pi_i (t)\, C_i$$

onde: $\Pi_i (t)$ é a probabilidade do ciclo i ocorrer no intervalo (0,t)

C_i probabilidade de sucesso no ciclo I (C_n) (real de campo)

Assim, quando no laboratório se faz um ensaio de fadiga convencional com os ciclos de carga perfeitamente definidos, a confiabilidade é diferente da do campo também por este aspecto teórico.

Quando se faz um projeto de pavimento por etapas, ou quando se faz um reforço, pode-se considerar um sistema em série, e neste caso, a confiabilidade total do sistema será:

$$C_s(t) = P\ [\ t_1 > t \cap t_2 > t \cap \ldots\ t_n > t\ ]$$

onde t_i - tempo de ruptura do componente i.

Se as rupturas são independentes, então:

$$C_s(t) = P(t_1 > t)\ P(t_2 > t)\ \ldots\ P(t_n > t)$$

Mas, por definição, $P(t_i > t) = C_i(t)$, então:

$$C_s(t) = \prod_{i=1}^{n} C_i(t) \qquad \text{(produto das confiabilidades individuais)}$$

E a função acaso ou velocidade de ruptura de um sistema em série será:

$$\lambda_s(t) = \sum_{i=1} \lambda_i(t)$$

Outra análise que se pode fazer em dados de testes de vida (ou fadiga) é poder separar estatisticamente aqueles resultados que não representam bem o conjunto, visto que apresentaram um tempo (número de ciclos) muito curto de ruptura em relação ao conjunto, causado por defeito de confecção do corpo-de-prova, por exemplo. Para substituir o julgamento subjetivo na identificação destas rupturas excepcionais, pode-se fazer um teste do qui-quadrado para definir melhor o que faz parte ou não do mesmo universo de respostas.

Seja $(X_1, X_2, \ldots, X_r)$ uma sequência de r variáveis independentes e identicamente distribuídas. Uma distribuição F, com (2r -2) graus de liberdade seria:

$$F_{2,2r-2} = \frac{(r-1)\,X_1}{\sum_{i=2}^{r} X_i} \qquad (2.29)$$

onde X_1 = tempo de ruptura que se quer testar como anormalmente curto.

O critério de rejeição será dado por:

$$F_{\alpha,2r-2,2} < \frac{\sum_{i=2}^{r} X_i}{(r-1)\,X_1} \qquad (2.30)$$

Vários teoremas limites são aplicáveis aos conceitos de confiabilidade (MANN & OUTROS (1974)). O teorema de Gauss-Markov, a desigualdade de Chebychev, a Lei dos Grande Números e o teorema central do limite, entre outros. Uma aplicação de interpretação probabilística de uma lei determinística muito empregada em pavimentos é a que se vê nesta referência em relação à Lei de Miner, que estabelece um critério de fadiga para amostras sob carregamento cíclico repetido. Consiste em

se estabelecer uma distribuição para representar o número de ciclos necessários para forçar uma trinca de tração a passar de um valor crítico, baseado no próprio processo de fadiga.

Considere uma amostra sujeita a uma sequência de $\underline{m}$ cargas, $\{\ell_i\}$, $i = 1, 2, \ldots, m$, cada uma das quais causa uma deflexão na amostra, impondo nela uma tensão. Também admita-se que a carga é cíclica, e que em cada ciclo a mesma sequência de cargas (e na mesma ordem) é aplicada na amostra como no ciclo anterior):

$$\underbrace{\ell_1, \ell_2, \ldots, \ell_m}_{\text{ciclo 1}}, \underbrace{\ell_{m+1}, \ell_{m+2}, \ldots, \ell_{2m}}_{\text{ciclo 2}} \ldots, \underbrace{\ell_{jm+1}, \ell_{jm+2}, \ldots, \ell_{jm+m}}_{\text{ciclo } (j+1)}$$

Por hipótese, $\ell_{jm+i} = \ell_{km+i}$, para $j \neq k$.

Admite-se também que o carregamento é contínuo sendo uma função unimodal contínua definida por intervalo unitário. O valor desta função a qualquer tempo dá a tensão imposta pela deflexão na amostra. A continuidade de carregamento implica em que:

$$\ell_{i+1}(0) = \ell_i(1) = \ell_{i-1}(0), \text{ para todos } i = 1, 2, \ldots, m.$$

Fisicamente, é razoável admitir que ruptura por fadiga é devido a iniciação, crescimento, e extensão última de uma trinca dominante que atinge um valor crítico pela primeira vez. A cada carga ℓ_i, a trinca aumenta de uma quantidade aleatória, esta aleatoriedade sendo devida à variação do material, à grandeza da tensão, ao número de carregamentos anteriores e outros fatores. Hipóteses estatísticas:

1 - o crescimento da trinca de tração X_i devido à carga ℓ_i no ciclo j é uma variável aleatória cuja distribuição é governada por todas as cargas ℓ_j, $j < i$ e a trinca atual é função do ciclo j somente.

2 - a extensão total da trinca Y_j devido ao j-ésimo ciclo é uma variável aleatória cuja média é μ e variância σ^2, para $j = 1, 2, \ldots$

A extensão da trinca devido ao (j+1) ciclo de cargas é:

$$Y_{j+1} = X_{jm+1} + X_{jm+2} + \ldots + X_{jm+m}, \ldots, \quad j = 0, 1, 2, \ldots$$

A hipótese 1 é muito restritiva e não pode ser tomada como válida para certas aplicações, envolvendo que, resguardada a dependência das extensões sucessivas devido às cargas em um ciclo particular, a

trinca total é independente de ciclo para ciclo. Sob a aplicação repetida de n ciclos de cargas, a extensão total de uma trinca dominante em um corpo-de-prova pode ser escrita como:

$$W_n = \sum_{j=1}^{n} Y_j$$

Seja C um valor inteiro, não negativo que representa o menor número de ciclos no qual W_n excede um valor crítico w, ou seja, ruptura ocorre no corpo-de-prova:

$P(C \leq n) = P(W_n > w)$ e isto implica que:

$$P(C \leq n) = 1 - P(\sum_{j=1}^{n} Y_j \leq w)$$

Pela hipótese 2, os Y_i têm média μ e variância σ^2, então podem ser padronizados para dar:

$$P(C \leq n) = 1 - P\left[\sum \frac{y_j - \mu}{\sigma\sqrt{n}} \leq \frac{\omega - n\mu}{\sigma\sqrt{n}} \right] \qquad (2.31)$$

Pela hipótese 1, tem-se a independência de Y_j, e se n é grande (sob critério que satisfaça o estudo de fadiga) o teorema central do limite se aplica, então a distribuição será dada por:

$$P(C \leq n) = 1 - \Phi\left[\frac{\omega - n\mu}{\sigma\sqrt{n}} \right] \qquad (2.32)$$

Onde Φ denota a função distribuição de probabilidade normal padrão.

2.7.2 APLICAÇÃO A PROJETOS DE PAVIMENTO

A confiabilidade (C) aplicada a pavimentos pode ser definida como sendo a probabilidade que um pavimento projetado tem de desempenhar satisfatoriamente sua função dentro do período de projeto - LEMER & MOAVENZADEH (1971).

Um pavimento bem projetado é aquele que mostra um desempenho satisfatório através de sua vida de serviço. Mas o próprio conceito de desempenho satisfatório é algo que podendo ter vários enfoques: suportar cargas sem deflexão excessiva, sem deformações permanentes, sem fissuras, sem perda de segurança e conforto ao rolamento, etc... A serventia é a medida do grau de qualidade do serviço prestado pelo pavimento ao usuário, sob um destes aspectos (ou mais de um, ou todos), num determinado momento de acompanhamento do pavimento. O acompanhamento da serventia ao longo do tempo dará o desempenho do mesmo.

A confiabilidade, então, é a medida da probabilidade da serventia do pavimento permanecer em um nível adequado através da vida de serviço; é a probabilidade de um sucesso no projeto do pavimento.

Para avaliar a Confiabilidade, é necessário se considerar os possíveis modos de ruptura, como e porque ocorrem. Para cada modo de ruptura i existe uma condição ambiental e de carregamento A_i e uma capacidade R_i do pavimento resistir às cargas, que são função de vários ítens:

$$A_i = f(a_1, a_2, \ldots, a_n)$$
$$R_i = f(r_1, r_2, \ldots, r_m)$$

Para cada modo de ruptura é necessário que $A_i \leq R_i$, ou seja, a resistência do pavimento deve ser maior ou no mínimo igual à demanda de carga e ambiental.

Para cada modo de ruptura, é necessário desenvolver um modelo empírico e/ou teórico para determinar como o pavimento se comporta sob a carga e como se dará a ruptura (perda de serventia). Este modelo dá uma relação entre cargas de serviço e um parâmetro que expresse a qualidade do pavimento em serviço. Por exemplo, quando se emprega um modelo baseado na teoria de sistemas em camadas, o parâmetro em geral é a deflexão, quando o modelo é o de avaliação funcional o parâmetro mais utilizado hoje é a irregularidade superficial. É possível assim se descrever a ruptura em termos de algum valor máximo e/ou mínimo aceitável do parâmetro que define o modelo e se correlaciona com o tráfego.

A aplicação destes modelos, que são imprecisos, para os dados ambientais e de carga, que são probabilísticos, permite o cálculo da confiabilidade: $C = P(A_i \leq R_i)$, $i = 1, 2, \ldots, N$. Combinando-se as probabilidades dos modos de ruptura individuais, pode-se obter a confiabilidade geral do pavimento. Porém, os processos físicos envolvidos são muito complexos, e fica difícil se ter as probabilidades iniciais sem que se utilize o processo da simulação com dados experimentais obtidos de amostragem.

A confiabilidade é um parâmetro que depende do tempo no estudo de pavimentos, como se pode ver, por exemplo, no modo de ruptura por fadiga. Portanto, é necessário usar modelos estocásticos próprios para representar os processos físicos probabilísticos dependentes do tempo. Um destes modelos é o "Processo de Markov"[19], cuja premissa é que o estado futuro de um processo depende somente do estado atual, sem "acumular" a história passada. Se $\rho(n)$ é o vetor de probabilidades do processo em qualquer dos possíveis estados no tempo $\underline{n}$, e se P é uma matriz dos passos de transição entre os pontos de um processo, então:

$$\rho_n = \rho_0 P^n \qquad (2.33)$$

onde: ρ_0 - vetor de probabilidade inicial

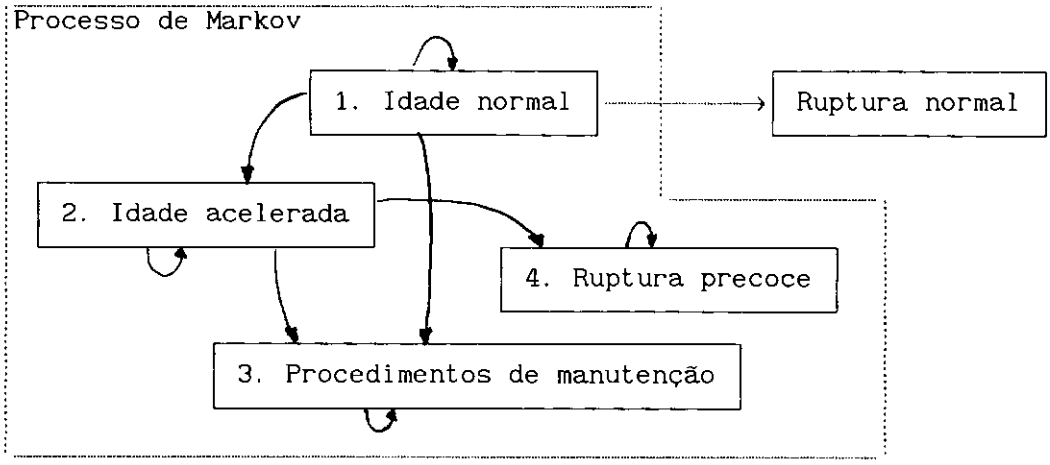
P - matriz de probabilidade, considerada constante para simplificar

A Figura (2.34) mostra um exemplo de aplicação deste processo, na análise de um pavimento e das várias possibilidades de mudanças durante a vida de serviço. Este é um modelo simples de decisão estatística que pode ser empregado para estimar a vida de fadiga de um pavimento, mesmo considerando a "falta de memória" do processo que não simula, por exemplo, a viscoelasticidade dos revestimentos asfálticos.

Existe uma tendência de se melhorar os próprios métodos determinísticos empregados para dimensionar um pavimento com a introdução da variabilidade dos parâmetros de entrada na análise. Com a análise da sensibilidade dos vários parâmetros do modelo, o estudo dos efeitos do controle de qualidade e variabilidade dos materiais, pode-se projetar uma estrutura a um desejado nível de confiabilidade. Isto foi feito, por exemplo, por KHER & DARTER (1973) para pavimentos de concreto de cimento portland (PCC).

---

[19] Veja, por exemplo, ANG & TANG (1984).



Matriz de transição: $P = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & 0 & 0 \\ 0 & p_{22} & p_{23} & p_{24} \\ p_{31} & p_{32} & p_{33} & p_{34} \\ 0 & 0 & 0 & p_{44} \end{bmatrix}$

Figura 2.34 - Uso de processo de Markov para avaliar mudanças durante a vida de serviço de um pavimento - LEMER & MOAVENZADEH (1971).

Para análise de um PCC, três aspectos de variabilidade foram considerados, tendo KHER & DARTER proposto uma modificação da equação de dimensionamento da pista da AASHO da época, para levar em conta estas considerações:

1 - variabilidade da seção projetada em relação à resistência à flexão ou ao suporte do subleito ao longo da rodovia;

2 - variabilidade entre valores médios adotados para projeto e aqueles obtidos após a construção; por exemplo, a diferença entre a resistência à flexão de projeto e aquela existente durante a vida de projeto modificada ao longo do tempo pelo tráfego e clima;

3 - variabilidade devido ao baixo grau de ajustagem inerente à própria equação empírica usada no projeto.

O fenômeno de ruptura predominante é o devido à fadiga pela aplicação das cargas repetidas do tráfego, e portanto a confiabilidade de uma estrutura é dada pelo conceito de que a probabilidade de não ruptura existe quando o número de aplicações de carga N, que uma dada seção de pavimento pode receber sem ultrapassar um índice mínimo de serventia não é menor que o número de aplicações atual, n.

Cada seção chega à ruptura após diferente número de aplicações

de carga devido à variação natural da resistência dos materiais, espessura do pavimento, irregularidades, condição das juntas, variação do subleito, etc. Admite-se então que $\underline{N}$ é uma variável aleatória e que log N têm aproximadamente uma distribuição normal.

O tráfego real $\underline{n}$ em muitos casos é diferente do tráfego estimado, e admite-se também que a distribuição do erro é lognormal.

Chamando a diferença entre log N e log n de D, e admitindo que a confiabilidade é a probabilidade de N exceder n vem:

C = P[(log N - log n) > 0, representada na Figura 2.35

$$C = P(D > 0) \qquad (2.34)$$

Como admite-se que log N e log n são normalmente distribuídos a diferença D também será, e, em termos de valores médios tem-se:

$$\bar{D} = \overline{\log N} - \overline{\log n} \qquad (2.35)$$

E o desvio padrão seria:

$$S_D = \sqrt{S^2_{\log N} + S^2_{\log n}} \qquad (2.36)$$

A confiabilidade portanto seria expressa pela condição de área sob a curva normal:

$$C = P(0 < D < \infty) \qquad (2.37)$$

Introduzindo a variável padrão $Z = \dfrac{D - \bar{D}}{S_D}$, tem-se:

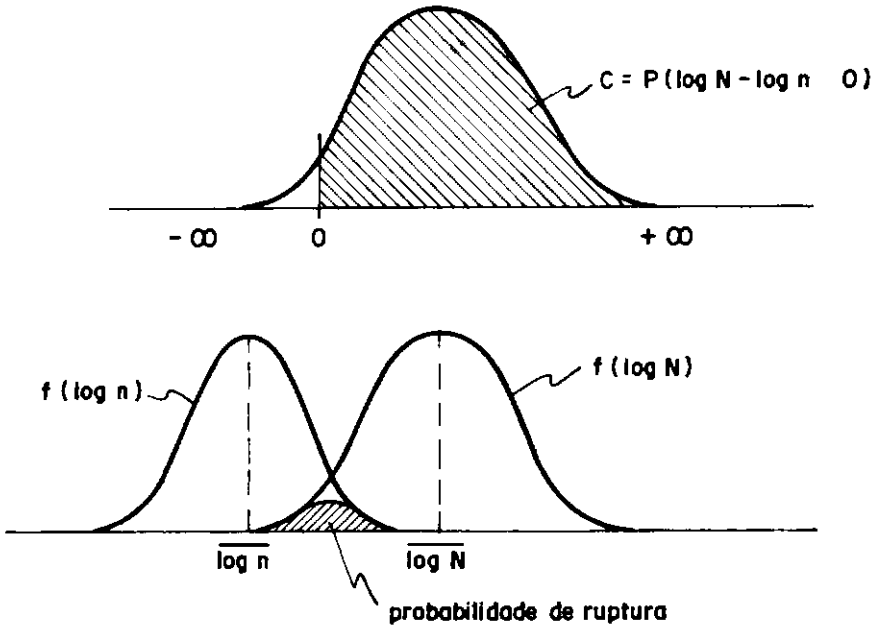
$$\text{para:} \begin{cases} D = 0 \Longrightarrow Z = \dfrac{\overline{\log N} - \overline{\log n}}{\sqrt{S^2_{\log N} + S^2_{\log n}}} \\ D = \infty \Longrightarrow Z = \infty \end{cases}$$

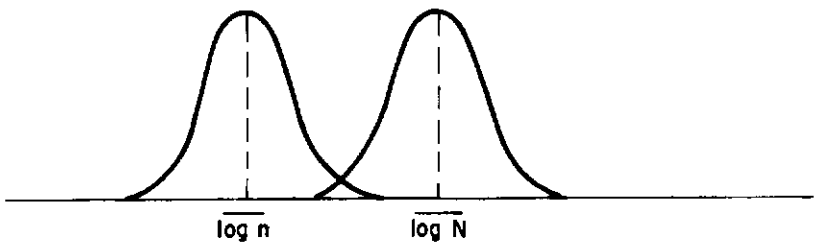
A confiabilidade será $C = P(Z_0 < Z < Z_\infty)$, determinada facilmente por meio da tabela da distribuição normal. Existem críticas quanto à hipótese de log N e log n terem distribuição normal, o que não seria aplicável a todos os casos. Porém, este é um caminho para se tratar a questão, apesar desta limitação relativa.

KHER & DARTER (1973) utilizaram o modelo de variância seguinte para tratar a equação de dimensionamento de PCC.

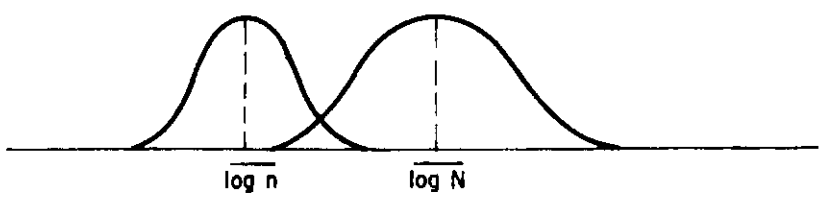
$$V(X) \cong \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{\partial X}{\partial Y_i}\right]^2 V(Y_i) \qquad (2.38)$$

Onde: V(X) - variância de uma variável dependente X que é função de variáveis Y_1, Y_2, ..., Y_n de variâncias $V(Y_i)$.





Redução da probabilidade de ruptura pelo decréscimo da variância de log n e log N



Redução da probabilidade de ruptura pelo aumento de $\overline{\log N}$

Figura 2.35 - Ilustração do conceito de confiabilidade e de como reduzir a probabilidade de ruptura (Potter, 1985).

Ou seja, a variância de uma variável resposta pode ser estimada em termos das variâncias individuais dos parâmetros independentes que contribuem para aquela resposta, através da derivada parcial da função de relação entre elas. Considerando que a variância é por definição o quadrado do desvio padrão, pode-se estimar a variabilidade da função pela estimativa dos desvios em relação à média de várias observações dos parâmetros. Há que se considerar ainda que qualquer equação de correlação deve conter um termo que expresse o erro da estimativa já que nem sempre a equação contém todos os parâmetros necessários, ou não está na forma mais apropriada, ou os parâmetros não são uniformes, etc. O fato de que, em geral, este erro não aparece explícito nas equações de engenharia leva a acentuar a tendência de consideração destas equações como determinísticas.

Neste trabalho citado aparece uma proposta para a estimativa do tráfego, considerando que este parâmetro envolve várias incertezas:

a - incertezas envolvidas na estimativa do número total de eixos que passará durante a vida do pavimento, da configuração dos eixos e distribuição de pesos por eixo;

b - incertezas nos fatores de equivalência usados na conversão do tráfego misto para eixo padrão;

c - incertezas na distribuição direcional do tráfego, posição lateral das cargas, velocidade e outros aspectos do crescimento do tráfego durante a vida do pavimento.

Baseado em pesquisas que mostram que o número n atual está entre a metade e duas vezes o valor estimado, propõem um cálculo para a variância de n, conhecida a média, o valor máximo e o valor mínimo de N estimado:

$$V(\log n) = \left[\frac{\log N_{máx} - \log N_{min}}{4}\right]^2 \qquad (2.39)$$

adotando como estimativas conservativas $N_{min} = \frac{N}{2}$ e $N_{máx} = 2N$.

Portanto, uma espessura projetada deve levar em conta a variância total obtida através da estimativa dos desvios-padrão de todos os fatores de projeto bem como a variância do tráfego. O nível de confiabilidade a ser adotado em cada projeto será função da experiência ou do julgamento do projetista em função dos tipos de projeto, das consequências da ruptura (acidentes, mortes ou outros efeitos político-sociais além do econômico) e do custo inicial da construção.

DARTER & HUDSON (1973) descrevem o desenvolvimento e implementação do enfoque probabilístico incorporado ao sistema de

dimensionamento de pavimento flexível do Texas para construções novas e reforço de concreto asfáltico. Estudaram a perda de serventia somente devida ao tráfego repetido, considerando o número admissível de aplicações de carga N para que o pavimento atinja uma serventia mínima, e n o tráfego a ser aplicado. O número N admissível é função da espessura, dos materiais e das condições ambientais, entre outros. O número n depende do tráfego diário médio, tipos de eixos, distribuição e fatores de carga, etc. Estes valores, em geral considerados determinísticos são na verdade estocásticos e podem variar ao longo do projeto, devido à diferença entre projeto e valor real e devido ao erro inerente ao próprio modelo considerado. Também admitiram que log N e log n têm distribuição normal e definiram a confiabilidade usando a diferença dos logarítmos, ou seja, $C = P(D > 0)$. Assim, os dados de entrada do enfoque probabilístico serão a média e o desvio-padrão de cada parâmetro. Foram considerados como estocásticos os seguintes fatores: espessura do pavimento, rigidez subleito, rigidez das camadas, índice de serventia inicial, temperatura, erro de estimativa do modelo de deflexão e desempenho, tráfego médio diário, percentagem de eixos, fator de eixo, distribuição eixo-carga e fatores de equivalência.

Já neste trabalho, DARTER & HUDSON consideram uma grande necessidade a otimização dos projetos de pavimento devido, entre outros fatores, à escassez de recursos financeiros em contraposição à necessidade de expansão e manutenção da rede pavimentada. A natureza de uma estrutura de pavimento é extremamente complexa se se considerar todas estas questões envolvidas, além do que as condições de clima e carga a que estará submetido são, também, bastante complexas. É preciso, pois, desenvolver um sistema que permita considerar esta complexidade e gerar projetos alternativos que serão analisados e comparados entre si de maneira econômica.

O sistema de projeto de pavimentos flexíveis do Texas que foi considerado para a introdução do conceito probabilístico foi o FPS-7, que tem uma estrutura tal que leva em consideração estágios de construção, ou seja, o pavimento já é projetado considerando-se mais de um período de análise de desempenho, com aplicações de reforço sucessivas. Um reforço bem construído restaura a serventia do pavimento até o nível que este se apresentava logo após a construção, porém o desempenho do segundo ou terceiro estágio pode não ser igual ao primeiro em termos de fadiga e de confiabilidade. Este é mais um aspecto a ser considerado. O método empregado para considerar a inserção da variância

no FPS-7 foi o da derivada parcial, conforme expresso pela equação já apresentada (2.38) para V(log n). O procedimento conceitual para dimensionamento considerando a confiabilidade, resultou no FPS-13.

Para a consideração do reforço é proposto somente um ajuste no termo independente da equação de desempenho que expressa o erro da estimativa. Apresentam uma série de recomendações sobre as variâncias de cada parâmetro a serem consideradas no projeto tanto de novos pavimentos quanto de reforço. O efeito relativo da variância de cada parâmetro no modelo pode ser estudado separadamente, considerando todos os outros fixos e variando o parâmetro em estudo. Dividindo a variância de log N (ou n) assim obtida pela variância total tem-se a contribuição relativa de cada parâmetro.

No caso do estudo de DARTER & HUDSON os parâmetros preponderantes foram a falha de ajuste do modelo de desempenho (21%) e a variação da rigidez da base (21%), se se considerar cada ítem separado. Considerando os fatores combinados, a Figura 2.36 mostra a contribuição relativa de cada tipo de parâmetro na variância total, sendo ainda preponderantes a falha de ajuste do modelo e os valores de rigidez do pavimento e subleito.

A escolha do nível de confiabilidade para cada projeto é uma função do tipo de rodovia (interestadual, alimentadora, etc.), do volume de tráfego e de suas características; das possibilidades de desvio do tráfego caso necessite reparos, dos recursos disponíveis e da confiança no procedimento de dimensionamento, entre outros fatores, sendo bastante complexa a definição de critérios que não sejam subjetivos. Além disso, é preciso considerar que o nível de confiabilidade será acurado na medida que as variâncias dos fatores sejam confiáveis.

Um exemplo de relação entre confiabilidade C, custos e desempenho para um projeto é mostrado na Figura 2.37. Pode-se comentar que existe um crescimento considerável no nível de desempenho com o aumento de custos até um certo nível de confiabilidade, acima do qual o aumento de confiabilidade não resulta em acréscimo significativo de desempenho. O projetista deve ponderar entre consequências da ruptura e a escassez de recursos para a quantidade de obras necessárias. Através da análise empírica de alguns trechos dimensionados considerando a confiabilidade, DARTER & HUDSON (1973) chegaram a uma recomendação de níveis de confiabilidade a serem empregados nos projetos que utilizam o programa FPS-13 para dimensionamento (Tabela 2.27)

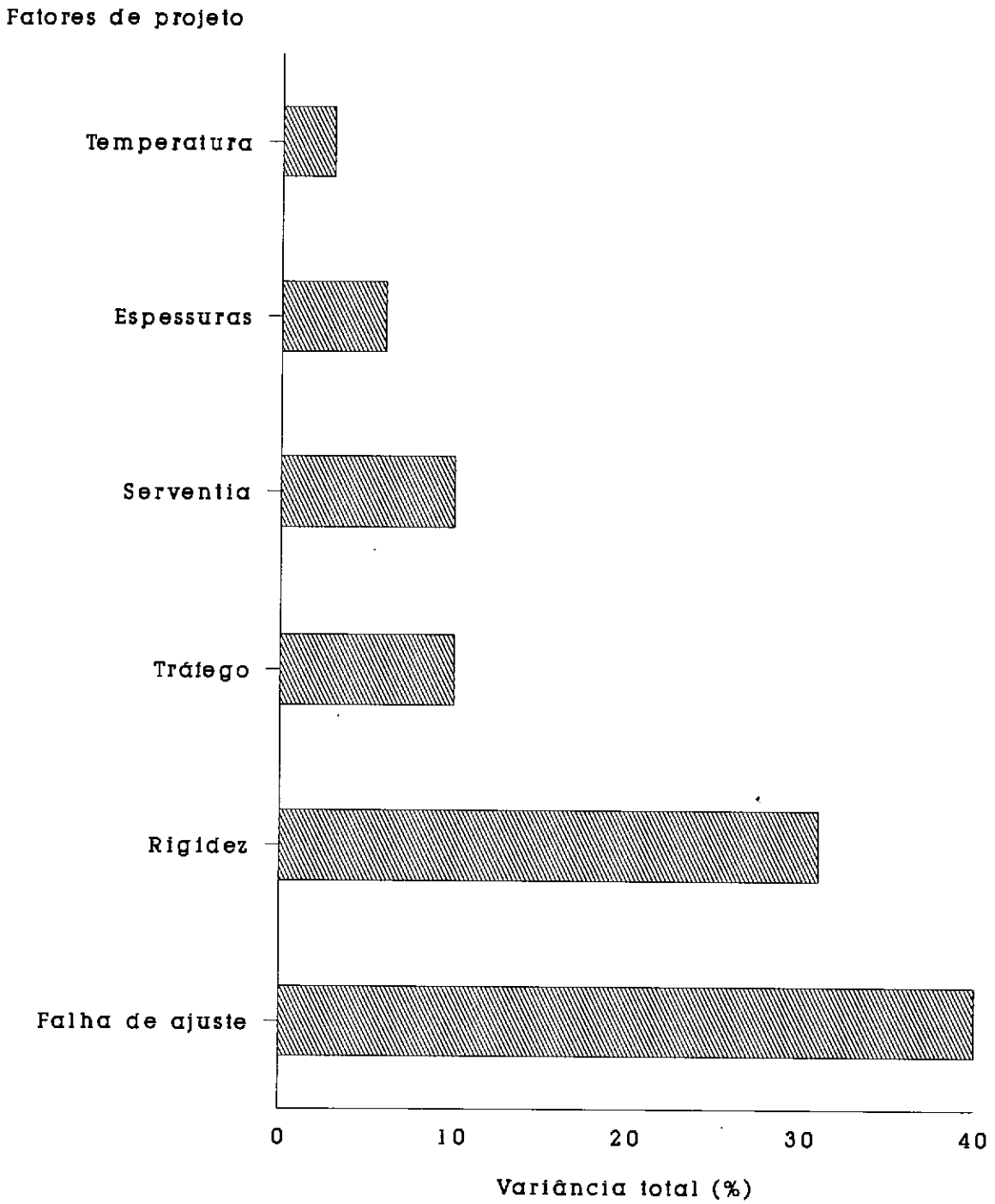
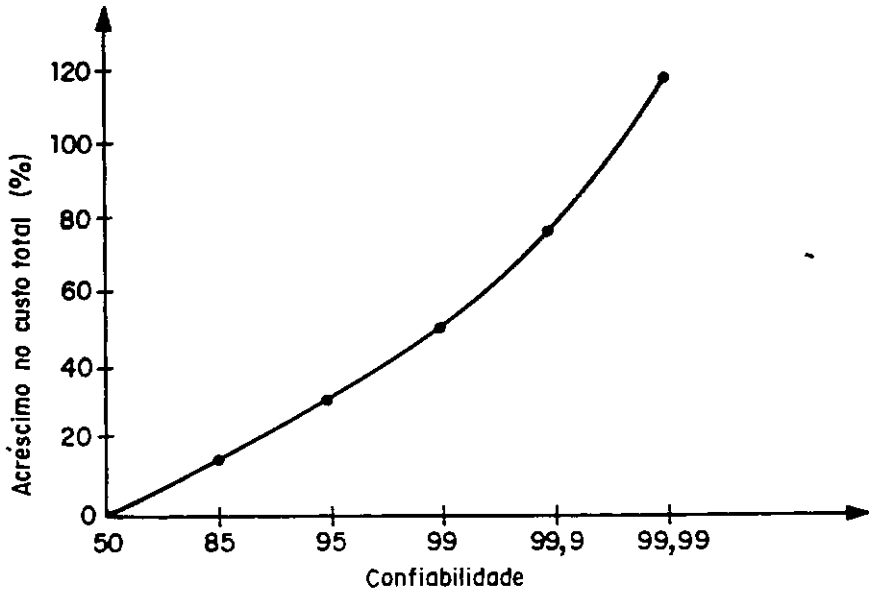
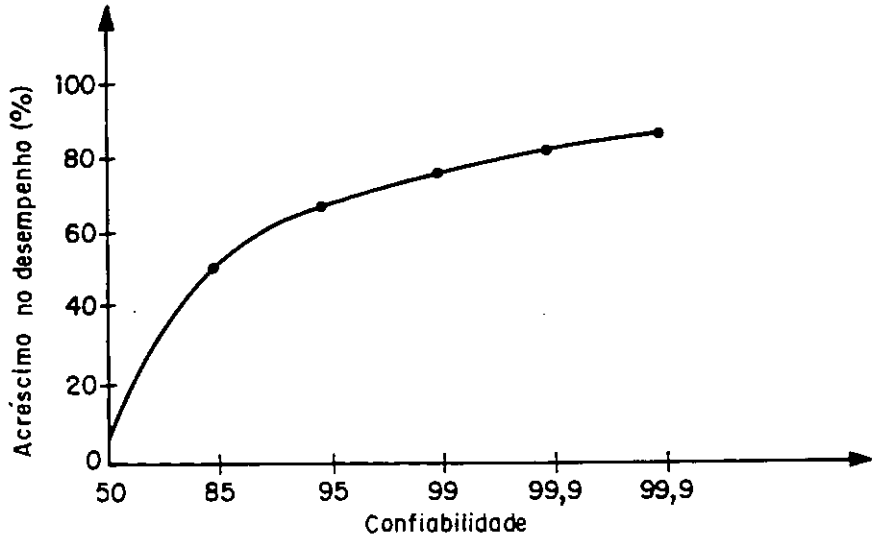


Figura 2.36 - Percentagem de cada fator de projeto na variância total - DARTER & HUDSON (1973)





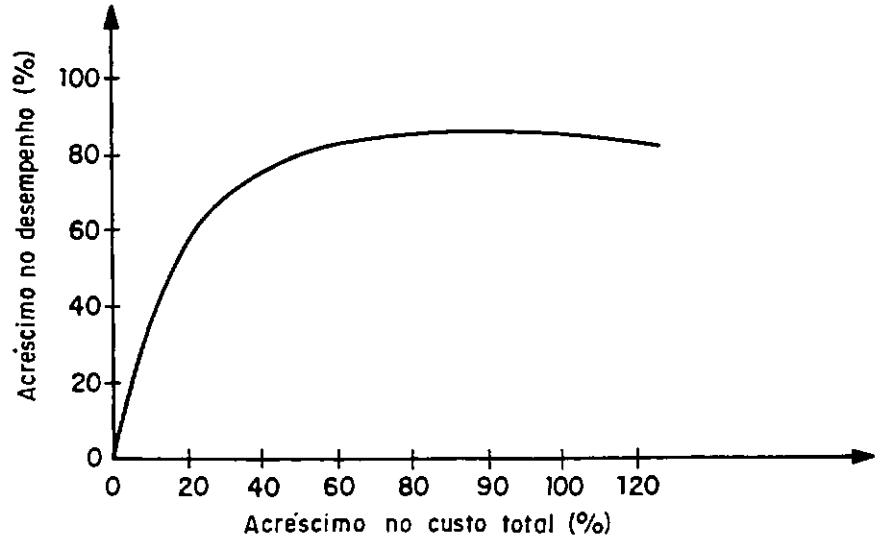


Figura 2.37 - Exemplo de relação entre confiabilidade, custo e desempenho para um projeto (Darter e Hudson, 1973).

Tabela 2.27 - Níveis de confiabilidade recomendados para projeto (Darter e Hudson, 1973)

Situação tráfego em mão dupla	Classificação funcional	Eixo simples equivalente (ESWL) < 500.000	500.000 a 2.000.000	> 2.000.000
Satisfatório	Coletora	95	95 ou 99*	99
	Arterial	95	95 ou 99	99 ou 99.9
Algum problema	Coletora	95	95 ou 99	99 ou 99
	Arterial	95 ou 99	99	99 ou 99.9
Problemas consideráveis	Coletora	95 ou 99	99 ou 99.9	99.9
	Arterial	99	99 ou 99.9	99.9

* Usar o índice maior quando o pavimento for em região urbana.

POTTER (1985) discute uma forma de estabelecer a acurácia ou a confiabilidade do modelo básico de projeto como primeiro passo para implementar um enfoque probabilístico em um procedimento empírico de dimensionamento. Estudando a origem do método CBR para dimensionamento de aeroportos, POTTER mostra a grande dispersão dos pontos (Figura 2.38) que deram origem à curva inicial de dimensionamento, bem como a de outras curvas ajustadas. Ressalta ainda a miscelânea de considerações em relação ao número de coberturas para a ruptura, ou seja, não existiu muita homogeneidade nos dados. Além disso, estes pontos só consideram a ruptura do subleito, e, portanto, a espessura resultante é baseada exclusivamente na proteção do subleito, e para materiais de pavimentação que seguem os padrões estabelecidos. Conclui que o método do CBR para cálculo da espessura representa uma confiabilidade de 50% em relação ao critério de ruptura já que os pontos se distribuem acima e abaixo da curva. Isto seria a confiabilidade do ajusta do modelo em si, sem levar em conta os efeitos das estimativas do CBR, da carga e da intensidade de tráfego.

CHOU (1986) propõe uma quantificação dos efeitos da variabilidade dos parâmetros de projeto na espessura final obtida através do método do CBR para aeroportos. Partindo do mesmo conceito de confiabilidade proposto pelos pesquisadores anteriores, utiliza a série de Taylor ou o método de Rosenblueth[20] para estimar a variância e o valor esperado do modelo. Da equação de dimensionamento normalmente empregada, que é mostrada na Figura 2.38, Chou escolheu o parâmetro α que expressa o fator de tráfego como o fator que demonstraria o desempenho do pavimento projetado, sendo os parâmetros independentes no caso a espessura (h), a carga por roda simples (P), o CBR do subleito e a área e contato dos pneus (A). Fazendo uma análise de sensibilidade, vê-se que α é mais sensível à variação da espessura e menos à variação da área de contato. Os efeitos da carga e do CBR são quase iguais mas opostos. Porém, a variabilidade do CBR é muito grande e acaba infuindo muito, enquanto o efeito da variabilidade da área de contato é praticamente nula, conforme mostra a equação:

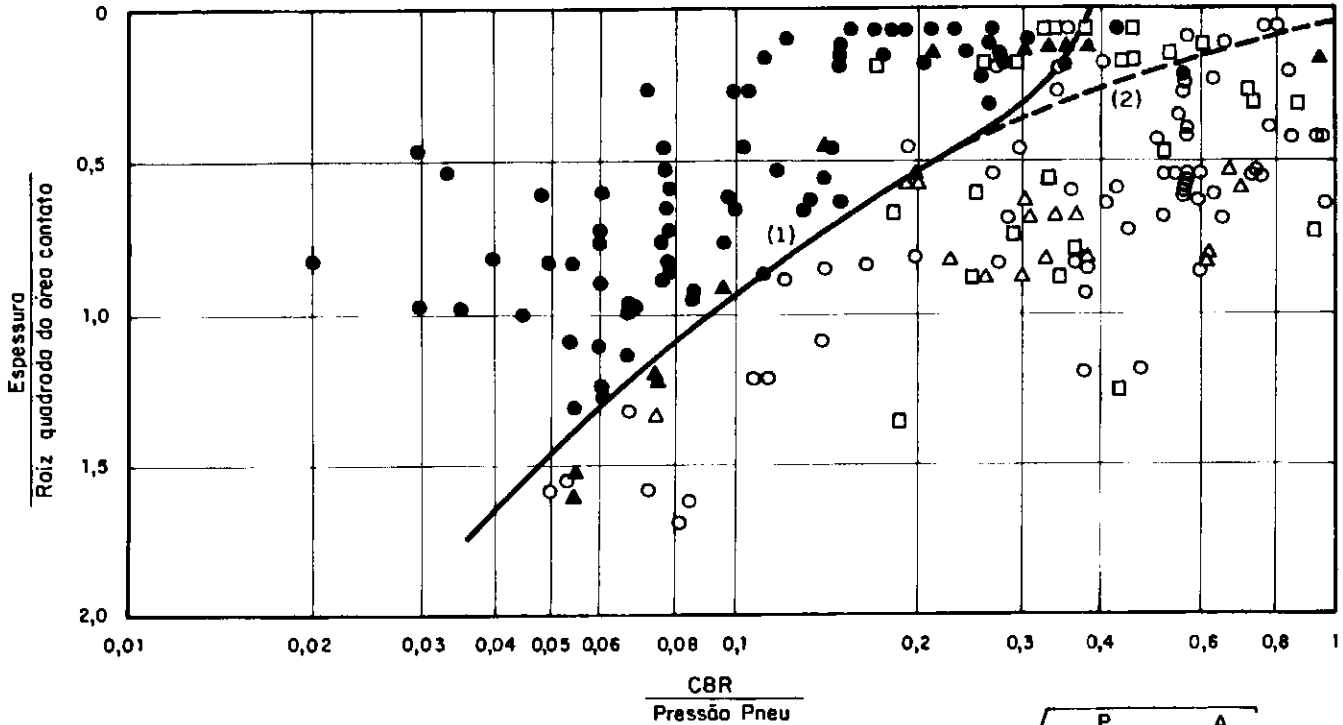
$$CV^2(\alpha) = W_h\, CV^2(h) + W_A\, CV^2(A) + W_{CBR}\, CV^2(CBR) + W_P\, CV^2(P) \qquad (2.40)$$

onde $CV^2(i)$ = coeficiente de variação ao quadrado

W_i - peso de cada parâmetro

---

[20] Ver, por exemplo, ANG & TANG (1984).



LEGENDA

- ○ Não rompeu com 2.000 coberturas ou mais
- △ Não rompeu com 1.000 e 2.000 coberturas
- □ Não rompeu abaixo 1.000 coberturas
- ● Rompeu
- ▲ Limite
- — — Modificação gráfica da equação CBR $\frac{CBR}{P} \geq 0.22$

$$(1)\ t = \alpha \sqrt{\frac{P}{8,1\ CBR} - \frac{A}{\pi}}$$

$$(2)\ t = \alpha \sqrt{A\left\{0,05 - 0,35187 \log\left(\frac{CBR}{P}\right) + 0,51492\left[\log \frac{CBR}{P}\right]^2\right.}$$

$$(3)\ t = \alpha \sqrt{A}\left[-0,0481 - 1,1562\left(\log \frac{CBR}{P}\right) - 0,6414\left(\log \frac{CBR}{P}\right)^2 - 0,4730\left(\log \frac{CBR}{P}\right)^3\right]$$

Figura 2.38 - Curvas de CBR comparadas com dados de comportamento real de campo (Potter, 1985).

Considera-se que $W_h = 1$ e todos os outros pesos são funções dos valores médios de outras variáveis, girando em torno de: $W_A = 0,006$, $W_{CBR} = 0,332$, $W_P = 0,332$.

CHOU (1987) se propõe a introduzir o enfoque probabilístico no método de projeto de sistema em camadas para aeroportos. Como no trabalho anterior, pretendia utilizar a série de Taylor ou o método Rosenblueth para se calcular a variância dos modelos. No entanto, para utilizar a série de Taylor era necessário que se tivesse uma expressão analítica que pudesse ser derivada. Como no caso do método das camadas elásticas que emprega o Corpo de Engenheiros, as deformações são calculadas pelo programa BISAR e não por uma expressão analítica única, o método de Rosenblueth se adapta melhor porque faz uma estimativa por pontos. Para reduzir o número de variáveis consideradas foi desprezado o efeito do coeficiente de Poisson e da variação da área de contato, considerando como variáveis independentes a carga por roda P, o módulo e a espessura do revestimento (E_1, h_1), o módulo do subleito (E_{SL}) e os respectivos desvios-padrão σ_p, σ_E, σ_h e $\sigma_{E_{SL}}$. Como variável dependente, foi escolhida a deformação de tração no revestimento e/ou deformação vertical no subleito. O valor esperado da deformação é calculado através das equações propostas e se compara com algum critério estabelecido de ruptura por fadiga ou deformação admissível no subleito, calculando-se a probabilidade de $\varepsilon \leq \varepsilon \pm x \sigma_\varepsilon$, através da distribuição normal. O programa BISAR foi modificado para considerar estes cálculos incorporando o conceito de confiabilidade, através da entrada da variabilidade dos parâmetros noo cálculo, resultando no programa denominado RELIBISA. Esta versão do programa foi preparada para no máximo 3 camadas; para mais camadas, utiliza-se o conceito de módulo composto já que é uma conceituação elástico-linear. Para um exemplo considerado, o efeito sobre o desempenho de pavimentos convencionais foi por ordem $P > h_1 > E_1 > E_2 > h_2 > E_3$, para o critério de deformação no revestimento. E para o critério de deformação no subleito os fatores que mais influem são por ordem decrescente P, h_2, E_3, h_1, E_2 e E_1. Contudo, estas conclusões são baseadas na análise considerando que todos os parâmetros têm o mesmo grau de variação, o que não corresponde à prática. Na realidade alguns parâmetros têm coeficientes de variação muito maiores que os outros. Por exemplo, as espessuras no campo têm variação de aproximadamente 10%, enquanto o coeficiente de variação dos módulos no campo pode ser da ordem de 50%. Um aspecto importante

levantado neste trabalho de CHOU (1987) é sobre os critérios de definição de ruptura. No caso deste estudo, bem como na maioria dos trabalhos a respeito, existe uma diferença fundamental entre os critérios admitidos para fadiga (deformação tração na camada mais rígida) e para deformação permanente (deformação vertical do subleito) que é a forma de obtenção dos limites. Enquanto o critério da fadiga em geral provém de dados de laboratório em corpos-de-prova sob tensão ou deformação controlada, o da deformação do SL provém de pistas experimentais, e portanto o grau de incerteza inerente a cada um é diferente e deve ser considerado.

Chou também considerou o efeito da temperatura nos critérios de ruptura, admitindo que, para o cálculo da deformação do subleito, a pior situação seria a de módulo do revestimento mínimo, o que corresponde ao mês mais quente do verão, enquanto para conferir a fadiga do revestimento a condição mais crítica é a correspondente ao mês mais frio do inverno quando o módulo do revestimento é máximo. Em cada caso foi considerado, por hipótese, que todo o tráfego ocorre naquele mês mais crítico. A relação entre a confiabilidade e a deformação admissível em cada caso foi estabelecida para vários exemplos, considerando a variabilidade dos parâmetros de entrada do método de dimensionamento através dos coeficientes de variação.

Admite-se que o dimensionamento feito com o método tradicional (sem consideração da variabilidade dos parâmetros) tendo como dados de entrada os valores médios dos parâmetros conduz a um nível de confiabilidade de 50%, ou seja, a chance de sucesso do projeto é 50% de probabilidade de que a deformação calculada seja menor ou igual à admissível. Para um nível desejado de confiabilidade, a espessura de uma camada pode variar para se ajustar uma deformação de projeto, ou, dada uma estrutura de pavimento, pode-se encontrar a deformação admissível.

Um bom projeto é aquele que consegue compatibilizar a estrutura de forma que a ruptura por fadiga ou por deformação do subleito seja atingida com o mesmo tráfego (nível de deformação) para o mesmo nível de confiabilidade.

Mostra CHOU (1987) que para o critério de deformação no concreto betuminoso, o desempenho do pavimento pode ser melhorado com o aumento da espessura do revestimento (h_1), para uma dada espessura de base granular (h_2). Também, é verdade que se a espessura do revestimento é mantida constante, a espessura granular pode variar, porém o benefício deste aumento diminui rapidamente para grandes espessuras. IRICK &

OUTROS (1987) apresentam uma revisão dos aspectos principais dos projetos de pavimento que utilizam o conceito de probabilidade, como parte do programa de revisão do Guia de Projeto da AASHTO. Admite-se que o desempenho é medido quantitativamente como o somatório do serviço satisfatório que o pavimento fornece ao usuário no período de análise, considerando a parte estrutural de per si, a parte funcional de per si, ou ambas. Escolhido um indicador de defeitos (d), em função dos defeitos do pavimento durante o período analisado, o objetivo do dimensionamento é que d seja menor ou, no máximo, igual a um d_t (indicador terminal), limite aceitável deste critério adotado, para o período de projeto. A Figura 2.39 ilustra o conceito, considerando a definição de confiabilidade como a probabilidade que o pavimento tem de desempenhar satisfatoriamente sua função ($d < d_t$) durante o período de tempo para o qual foi projetado. Este indicador de defeitos tem o mesmo sentido que o critério de ruptura das outras referências anteriores, ou seja, trata-se de tentar definir qual o fim da vida útil de um pavimento. Uma equação de projeto que incluísse todos os parâmetros que afetassem o desempenho poderia ser uma função do tipo:

$$\hat{d} = f(E, S, N, L, D, M, C) \qquad (2.41)$$

$\hat{d}$ - valor previsto para o defeito d (estimado)
E - fatores ambientais (por ex: umidade e temperatura)
S - fatores do subleito
N - fatores do tráfego (número de eixos)
L - outros fatores do tráfego
D - fatores do projeto (espessuras e resistências das camadas)
M - fatores de propriedade dos materiais
C - fatores de procedimentos de construção

Considerando a previsão de tráfego para o período de análise, pode-se pensar em uma equação do tipo:

$$\hat{N}_t = g(d_t, E, S, L, D, M, C) \qquad (2.42)$$

$\hat{N}_t$ - valor previsto para o tráfego no período de análise (estimado). As outras variáveis como já definidas anteriormente.

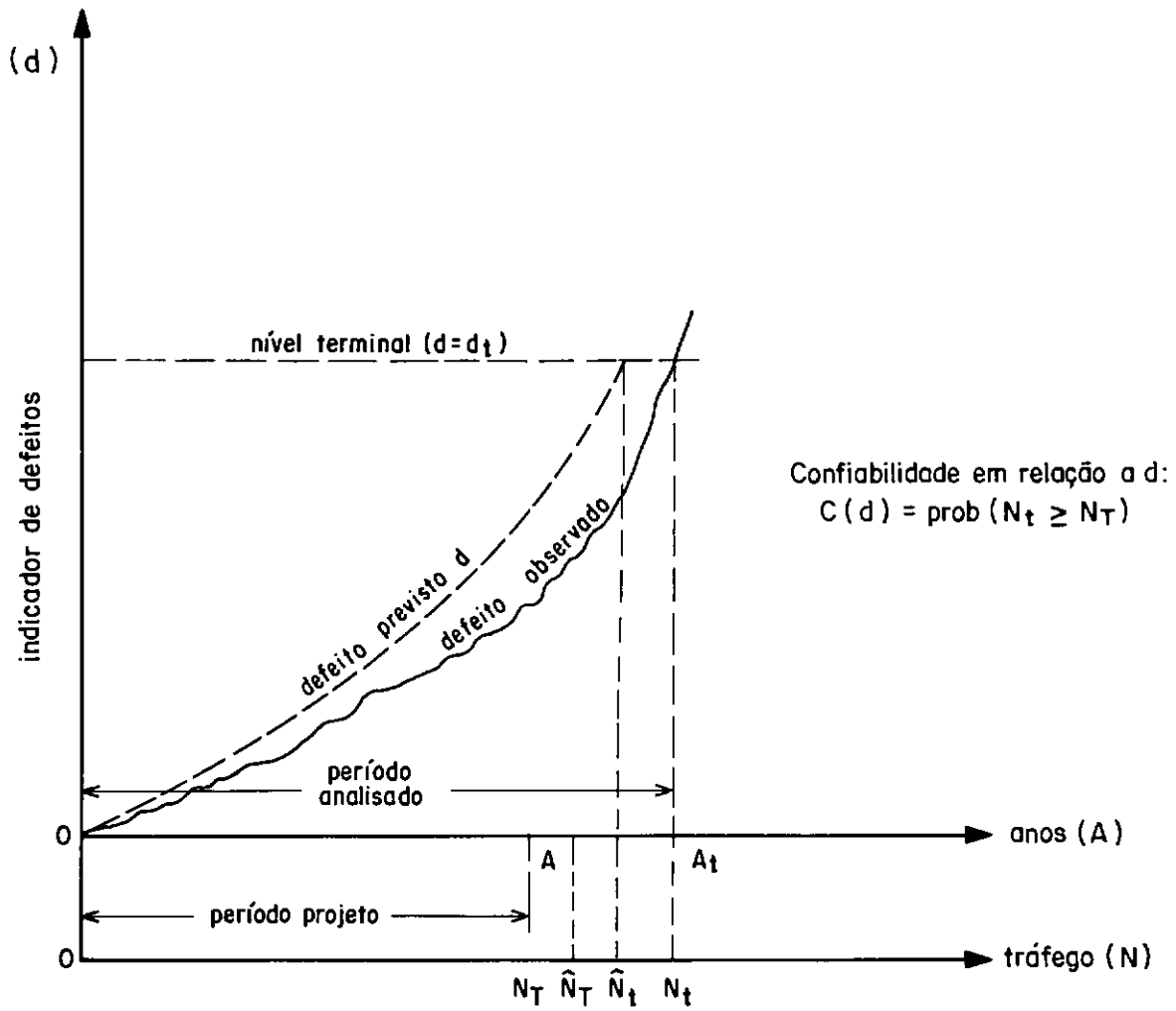


Figura 2.39 - Representação da definição de desempenho e confiabilidade (Irick e outros, 1987).

O projeto constaria da obtenção de valores que se enquadrassem na equação acima, para várias alternativas de espessuras e materiais, considerando-se um fator de confiabilidade. Pode-se definir uma razão entre o tráfego estimado e o tráfego real:

$$F_{C_T} = \frac{\hat{N}_t}{\hat{N}} \qquad F_t = \frac{N_t}{N_T}$$

$N_t = h(F_{t1}, F_{t2}, \ldots)$ - tráfego função de fatores tais como número veículos/dia, de distribuição carga por eixo, etc;

$\hat{N}_T$ - definido acima.

$$\log F_C = (\log N_t - \log N_T) = \delta_0 \geq 0 \qquad (2.43)$$

Quando $F_C = 1$, o projeto corresponde a um nível de confiabilidade de 50%, e quanto maior F_C maior a confiabilidade. É preciso considerar que se tem quatro valores de tráfego possíveis :

- o tráfego real que passa durante o período de projeto - N_T
- o tráfego real que é estimado para o período do projeto - $\hat{N}_T$
- o tráfego correspondente ao desempenho previsto - $\hat{N}_t$
- o tráfego correspondente ao desempenho do momento da análise - N_t

As diferenças entre (N_T e $\hat{N}_t$) e entre (N_t e $\hat{N}_t$) são os erros associados às equações de previsão. Estes erros têm uma distribuição log-normal e a confiabilidade pode ser definida também em termos destas diferenças:

$$C(d) = P(\log N_t \geq \log N_T) = P[(\log N_t - \log N_T) \geq 0]$$

$$C(d) = P(\delta o \geq 0) \qquad (2.44)$$

Pode-se, também, definir uma variância do erro de previsão do desempenho $S^2_{N_t}$ bem como uma variância do erro de previsão do tráfego $S^2_{N_T}$.

Para se obter a variância final de um projeto, é preciso se considerar todo o processo de "montagem" do modelo de dimensionamento e desempenho. Por exemplo, o tráfego calculado (N_t) e o tráfego real (N_T) são função de vários fatores, e portanto a diferença (δ) entre eles também será função destes fatores, em vários níveis de detalhamento. Porém, é muito difícil obter dados para estimar todos os desvios e variâncias individuais, além do que existem componentes não explicadas em cada nível de montagem do modelo. Por isso, IRICK E OUTROS (1987)

sugerem para as variâncias do tráfego ($S^2_{N_T}$) e do desempenho ($S^2_{N_t}$) e para o desvio padrão total, $S_0=\sqrt{S^2_{N_T} + S^2_{N_t}}$, os seguintes valores:

- pavimentos flexíveis: $S^2_{N_T} = 0,02$, $S^2_{N_t} = 0,15$, $S_0 = 0,45$
- pavimentos rígidos: $S^2_{N_T} = 0,02$, $S^2_{N_T} = 0,10$, $S_0 = 0,35$

Segundo IRICK E OUTROS (1987), a escolha de um nível C de confiabilidade para um projeto é análoga à seleção de um nível de probabilidade para um intervalo de confiança ou para um controle estatístico de qualidade. Na maioria das vezes estas escolhas são feitas por julgamento pessoal com base em um critério arbitrário de benefício-custo.

No Guia de Projeto da AASHTO (1986) sugerem-se vários níveis de confiabilidade desde 50% para estradas rurais até 99,9% para projetos urbanos de tráfego pesado, na falta de dados de custo-benefício acumulados para melhor detalhar a escolha (Tabela 2.28). O princípio básico da escolha está na hipótese de que para um dado projeto, um custo (c) e um benefício (b) estão associados com cada nível de confiabilidade (C) e que se pode estabelecer uma função objetiva entre estes valores, o que dará um critério para a seleção do nível de confiabilidade. Além disso, pode-se considerar que o custo e o benefício variam com o estágio da vida do pavimento e, portanto, seria importante a análise em estágios e a total. Um acréscimo de confiabilidade implica em aumento dos custos, e os benefícios devido a este aumento de confiabilidade incluem maior segurança e maior tempo durante o qual o pavimento atuará com $d < d_t$. Cada reforço ou restauração que for necessária inclui custos e prejuízos ao tráfego e isto deve ser considerado. Outro aspecto relevante é que os custos tanto de construção quanto de manutenção podem ser expressos em dinheiro, enquanto os benefícios e malefícios não, e portanto são expressos em termos de incrementos ou decréscimos do indicador de desempenho. Os benefícios crescem rapidamente quando a confiabilidade cresce até aproximadamente C = 85% e depois de C = 95% fica assintótico, enquanto os custos continuam a crescer.

O Guia de Projeto da AASHTO (1986) apresenta como definição de confiabilidade: "A confiabilidade de um processo de projeto-desempenho de um pavimento é a probabilidade que uma seção de pavimento projetada usando este processo terá um desempenho satisfatório sob as condições de tráfego e ambiente durante o período de projeto."

A equação de projeto da AASHTO é uma expressão matemática que permite prever o número (N_t) de cargas de eixo simples equivalente (ESAL) que a seção pode receber antes de chegar ao nível terminal de serventia especificado (p_t), em termos dos fatores de projeto (ou variáveis independentes) seguintes:

1 - fatores da estrutura do pavimento (FEP), tais como espessura;
2 - fatores do subleito (FS) tal como o seu módulo resiliente;
3 - fatores relacionados ao clima (FC) tal como drenagem;
4 - fatores relacionados à condição superficial do pavimento (FCS) tal como a serventia (p_t);

Portanto, pode-se escrever:

$$N_t = f(FEP, FS, FC, FCS)$$

e de algum modo empírico, teórico, ou semi-empírico é preciso se conhecer a forma matemática desta função. Acontece que o valor de N_t pode ser estimado por outro caminho, considerando-se os dados de tráfego e fatores de equivalência adequados, com um certo fator de confiabilidade (FC) e portanto pode-se ter uma ou mais combinações de materiais e espessuras que satisfarão a equação transformada:

$$FC \times N_t = f(FEP, FS, FC, FCS)$$

TABELA 2.28

Níveis de confiabilidade sugeridos para várias classes de rodovias (AASHTO (1986))

Classificação Funcional	Nível de Confiabilidade	
	Urbana	Rural
Interestadual	85 - 99,9	80 - 99,9
Artérias Principais	80 - 99	75 - 95
Coletoras	80 - 95	75 - 95
Vicinais	50 - 80	50 - 80

CAPÍTULO 3

ESTUDOS RECENTES SOBRE RESILIÊNCIA E FADIGA NA COPPE/UFRJ

Os ensaios de carga repetida para materiais de pavimentação começaram a ser realizados na COPPE em 1977. A tese pioneira de PREUSSLER (1978) tratava da instalação do equipamento triaxial de cargas repetidas para solos, em corpos-de-prova de 5 x 10 cm, e do detalhado estudo da influência dos diversos parâmetros no valor do módulo de um solo arenoso. Seguiram-se mais 5 teses de mestrado (SVENSON (1981); TRICHÊS (1985); ARANOVICH (1985); COLLARTE CONCHA (1986) e PÉREZ-ESPINOSA (1987)) e uma de doutorado (PREUSSLER (1983)) onde vários tipos de materiais bem como outros equipamentos foram utilizados no estudo das características tensão-deformação dos materiais de pavimentação. Vários estudos COPPETEC também foram desenvolvidos nestes anos. Hoje o setor de Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE dispõe de 2 prensas triaxiais, a primeira para corpos-de-prova de 5 x 10 cm e a segunda para corpos-de-prova de 10 x 20 cm ou 15 x 30 cm; duas prensas para ensaios de corpos-de-prova de materiais cimentados, sendo uma de compressão diametral e outra de flexão bi-apoiada. A automação dos ensaios ainda é precária.

Tentativas de classificação segundo a resiliência com base nos estudos de laboratório foram apresentadas por MEDINA & PREUSSLER (1981), PREUSSLER & PINTO (1982) e MEDINA (1988a, 1989). MOTTA & OUTROS (1985) mostram correlações entre características geotécnicas convencionais e os modelos de resiliência para solos arenosos finos e argilas, utilizando a técnica dos "clusters" para separar os diversos comportamentos.

MEDINA & MOTTA (1989) apresentam uma descrição geral dos solos tropicais utilizados em pavimentação, com faixas de valores para os parâmetros dos modelos de comportamento tensão-deformação dos mesmos bem como um mapa de localização das principais ocorrências de cada tipo já estudadas das principais ocorrências de cada tipo já estudadas na COPPE.

O Brasil foi submetido a intenso processo de laterização em aproximadamente 65% de sua superfície. Predominam os minerais argílicos caulinítico associados ou não a gibsita e os óxidos de ferro nas concreções lateríticas (MEDINA & OUTROS, 1990). A extensa ocorrência de solos laterizados no país favorece o bom desempenho relativo dos pavimentos brasileiros. As altas temperaturas contrapõem-se à alta pluviosidade, resultando baixa umidade de equilíbrio predominante nas camadas e subleito devido à intensa evapotranspiração.

3.1 LATERITAS

Dois solos pedregulhosos lateríticos foram ensaiados em corpos-de-prova de grande diâmetro para avaliação dos efeitos do tamanho dos corpos-de-prova, energia de compactação, umidade, embebição por 4 dias e adição de areia para correção das características físicas (MOTTA & OUTROS (1990a,b)).

Os resultados dos ensaios físicos e de granulometria estão na Figura 3.1, onde a amostra 1 corresponde ao material trazido de Roraima, de ocorrência próximo ao destacamento do Exército BV8. A amostra 2 corresponde ao material utilizado na construção da rodovia 364, trecho Porto Velho - Abunã; as amostras 2a e 2b correspondem à amostra 2 acrescida respectivamente de 10 e 30% de areia da região, e faz parte da tese de mestrado de MATTOS (s/d) a ser defendida.

Os quatro materiais apresentaram melhor ajuste dos pontos experimentais com o modelo $M_r = K_1 \sigma_d^{k2}$, apesar da grande proporção de partículas graúdas. Este modelo proposto por SVENSON (1980) apresenta vantagens sobre o modelo tradicional bilinear (Figura 3.2), que vinha sendo utilizado pela COPPE, na medida em que a definição de quatro constantes necessárias ao modelo bilinear é muito dependente da interpretação dos dados do ensaio além de se utilizar uma forma única para materiais granulares ($M_r = K_1 \theta^{k2}$) e argilosos. Propõe-se que este modelo seja preferencialmente adotado a partir de agora em todos os estudos de resiliência, quando couber, evidentemente.

O estudo da influência do tamanho do corpo-de-prova está intimamente ligada à necessidade ou não do escalpo de parte significativa da porção grossa do solo. Mostra-se que é necessário a utilização de corpos-de-prova sempre compatíveis com a granulometria real a ser utilizada na obra já que o escalpo da fração grossa faz com que se superestime o módulo do solo a partir da fração mais fina somente. Pode não ser o esperado, mas os solos mais grossos em geral apresentam menores módulos que os solos mais finos desde que estes sejam lateríticos, enquanto a resistência à ruptura ao cisalhamento estática (p. ex. CBR) dos solos granulares é maior que a dos finos. Ocorre também uma diminuição significativa da sensibilidade do módulo ao estado de tensões, ou seja, menores $|K_2|$ quanto maior a dimensão do corpo-de-prova.

Embora a forma da medição das deformações nos corpos-de-prova de menor tamanho (5 x 10) seja diferente daquela empregada nos

corpos-de-prova maiores, a primeira posicionando o LVDT na parte central do corpo-de-prova somente e a segunda tendo como referência toda a altura do corpo-de-prova, as diferenças de módulos nas duas condições são muito significativas para serem explicadas somente por este efeito. Uma possível causa seria os corpos-de-prova maiores poderem apresentar maior dilatância no seu interior que os menores.

A maior deformabilidade das britas em relação aos solos pedregulhosos lateríticos também pode ser reafirmada, conforme mostra a Figura 3.3, que compara os resultados dos ensaios da amostra 1 com a brita ensaiada por PÉREZ-ESPINOSA (1987). As tabelas 3.1 e 3.2 mostram também esta comparação.

Ainda da amostra 1 pode-se observar que o aumento da energia de compactação de normal para modificada não representou aumento do valor do módulo. Já na amostra 2, utilizaram-se três níveis de energia correspondentes ao valor Intermediário, Modificado e um chamado Intermodificado, que se situa entre os outros dois, e o módulo aumenta consistentemente com o aumento da energia, como também aumenta a suscetibilidade às tensões (maiores K_2 em termos modulares). Os resultados dos ensaios para a amostra 2 estão na tabela 3.3.

O efeito da embebição por quatro dias, utilizando a mesma sistemática usada para o CBR mostra que o módulo apresenta o mesmo comportamento quanto à saturação que a resistência: se compactado o corpo-de-prova no ramo seco, a queda do módulo é acentuada com a embebição. Se compactado na umidade ótima existe uma pequena queda do módulo, e quando compactado no ramo úmido a queda do módulo com a embebição é mínima, sendo que este valor já é o menor em relação aos anteriores. A repercussão destes efeitos na vida de fadiga de um pavimento é mostrada em MOTTA & OUTROS (1990a, b).

Para a amostra 1 foram feitos quatro ensaios de deformação permanente que estão mostrados na tabela 3.4 e representados na Figura 3.4. Pode-se notar o efeito do estado de tensões aplicado nos corpos-de-prova na deformação permanente dos mesmos. O modelo de representação utilizado foi o tradicional, isto é, somente em função de N. Desprezou-se no cálculo da equação os pontos correspondentes a 1 e 10 golpes que representam uma acomodação geral do ensaio e tendem a acentuar em demasia a inclinação da reta em log-log que une ε_p a N, contradizendo a tendência geral dos outros pontos observados. Esta mesma prática é empregada em todos os outros ensaios de deformação permanente aqui apresentados.

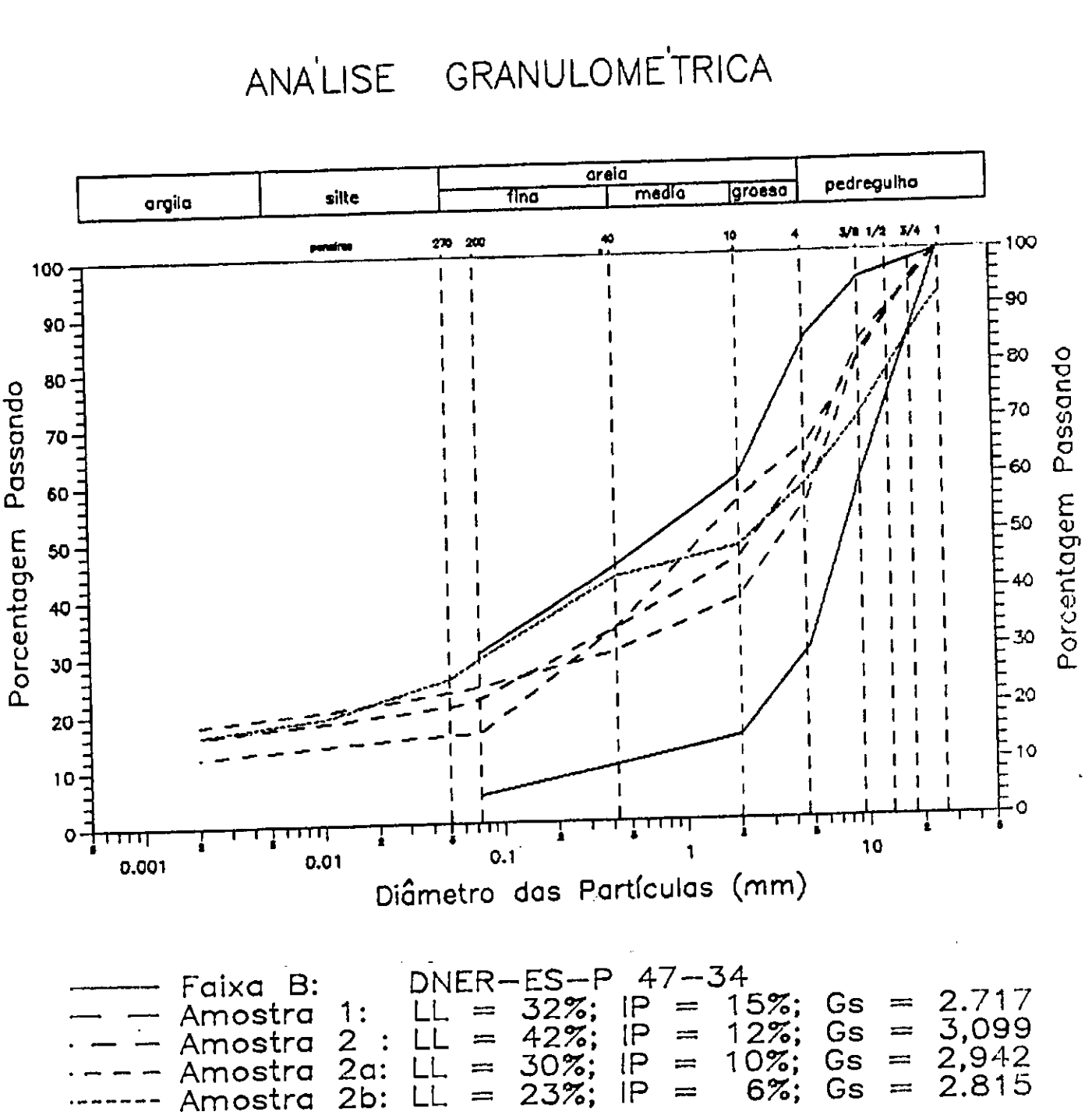
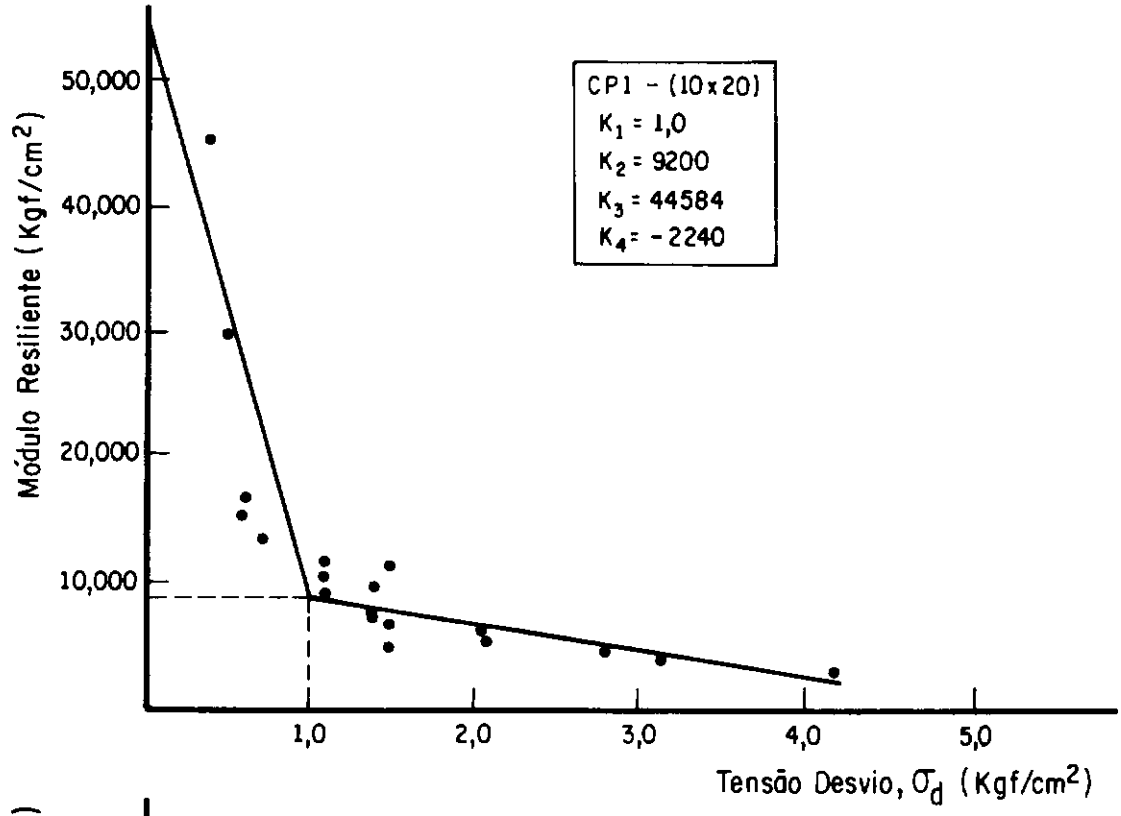


FIGURA 3.1 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS AMOSTRAS DE LATERITAS ENSAIADAS



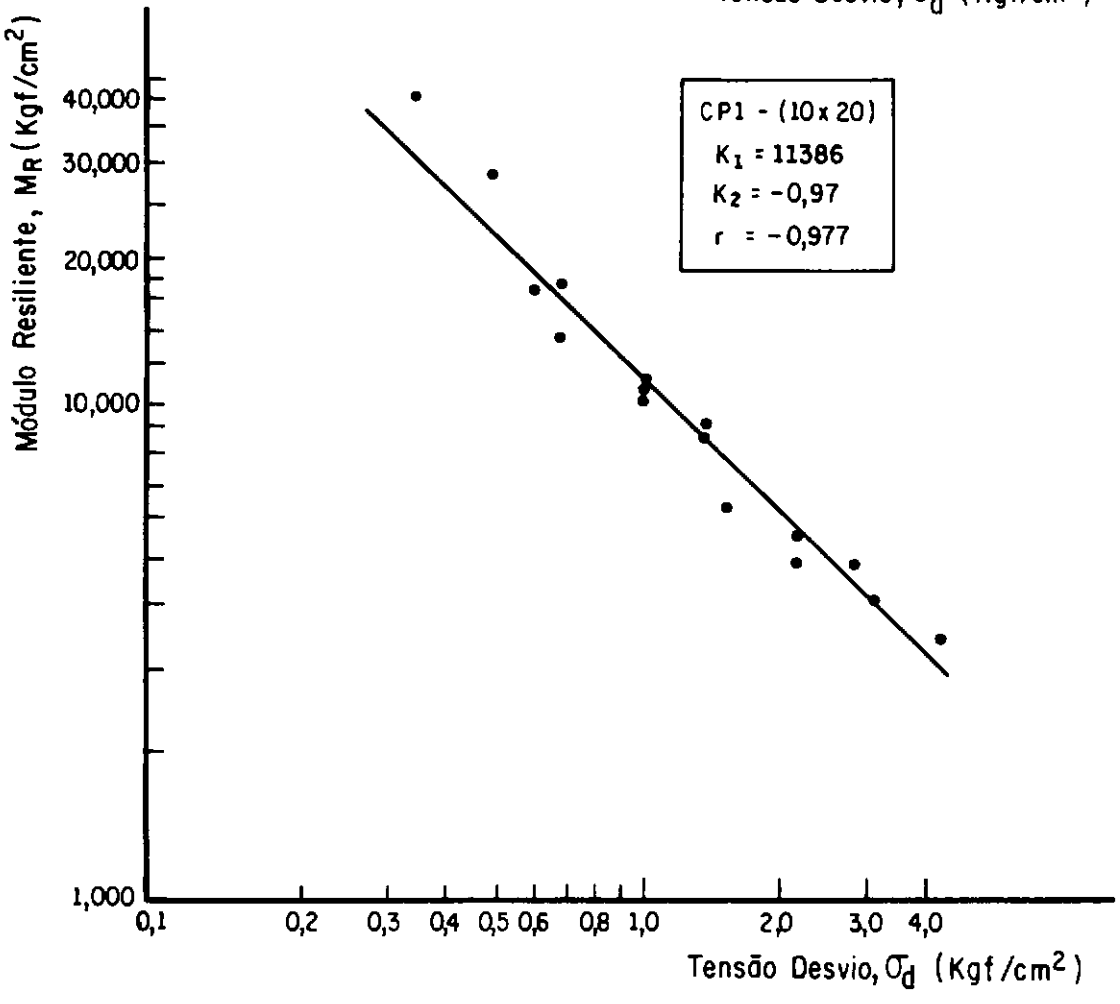


Fig. 3.2 - Modelos bilinear (escala aritmética) e linear (escala logarítmica) do módulo de resiliencia, M_R, contra tensão de desvio, σ_d. - Amostra 1 (h = 14,47, d_s = 1,896, Energia Mod.).

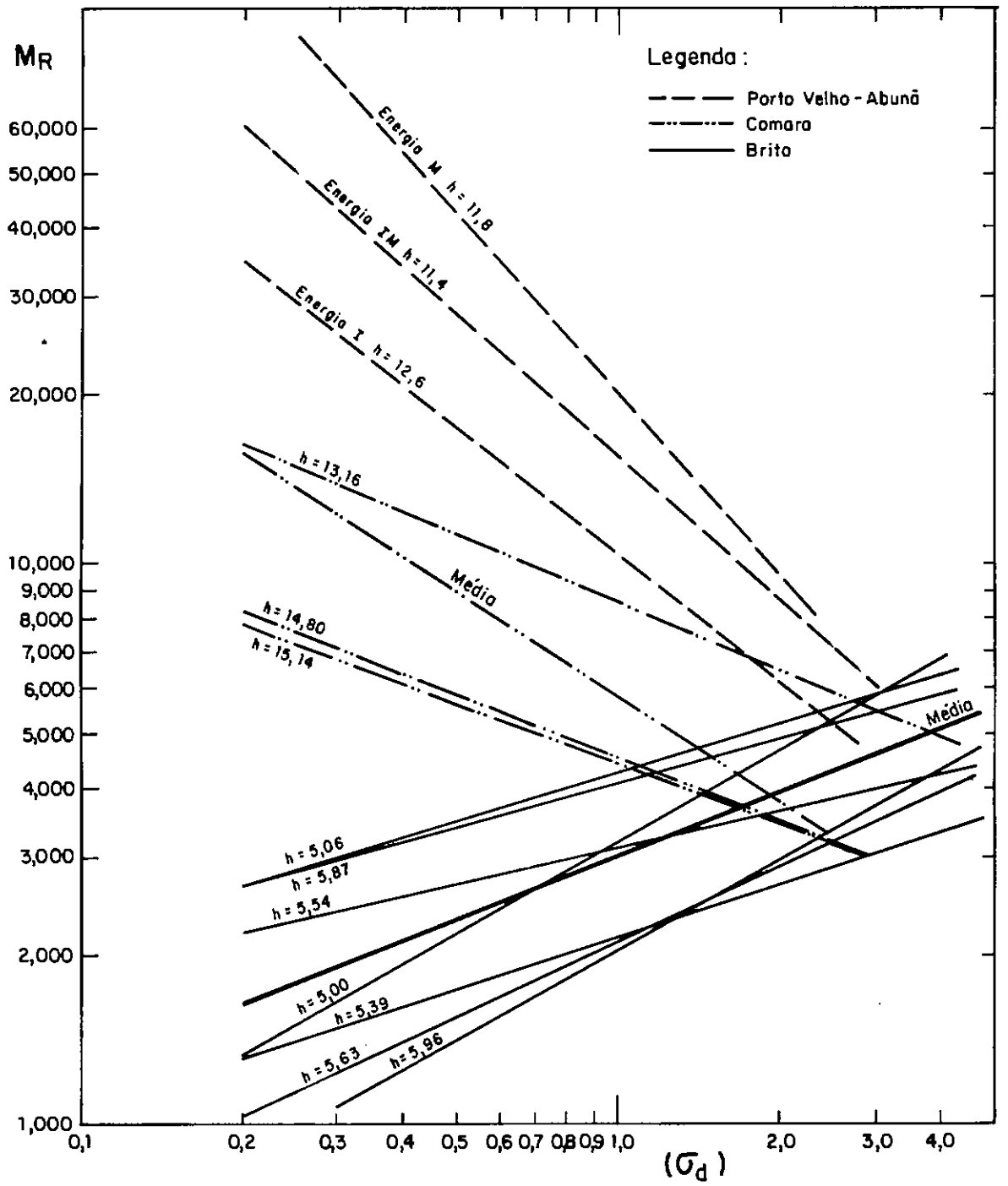
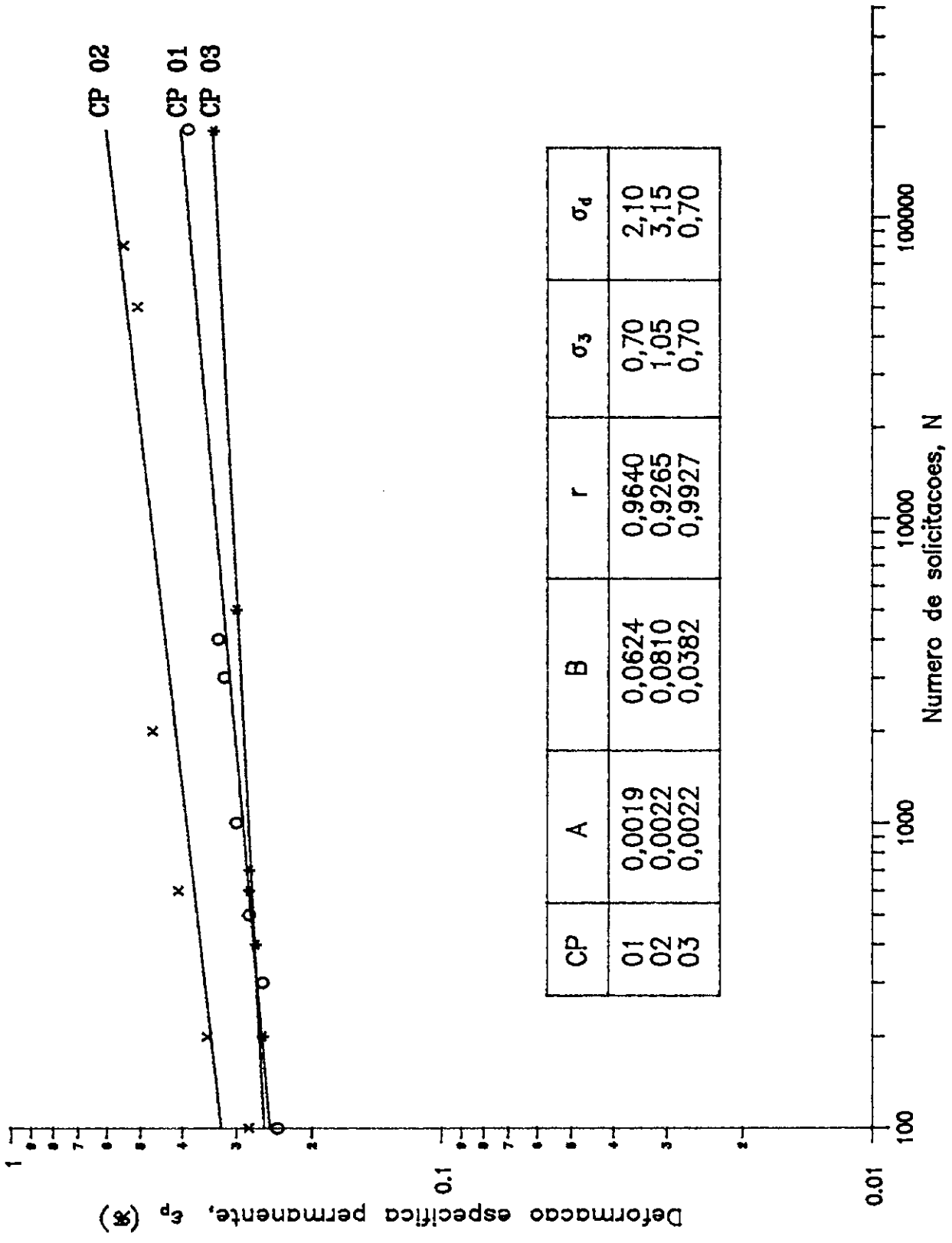
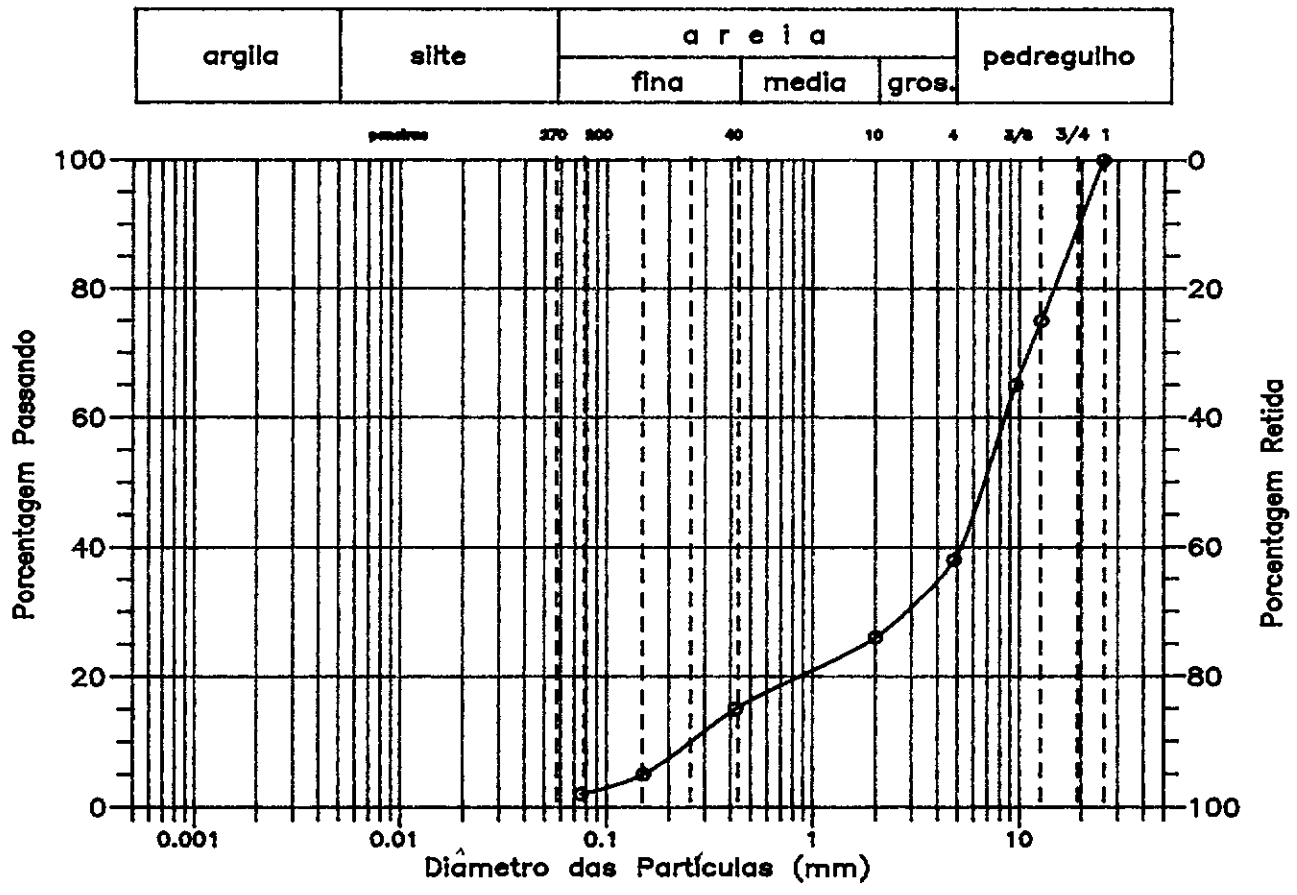


Figura 3.3 - Comparação dos resultados para a Brita de Pérez-Espinosa (1987) e lateritas.



CP	A	B	r	σ_3	σ_d
01	0,0019	0,0624	0,9640	0,70	2,10
02	0,0022	0,0810	0,9265	1,05	3,15
03	0,0022	0,0382	0,9927	0,70	0,70

FIGURA 3.4 – DEFORMACAO PERMANENTE PARA A AMOSTRA 1 – LATERITA RORAIMA



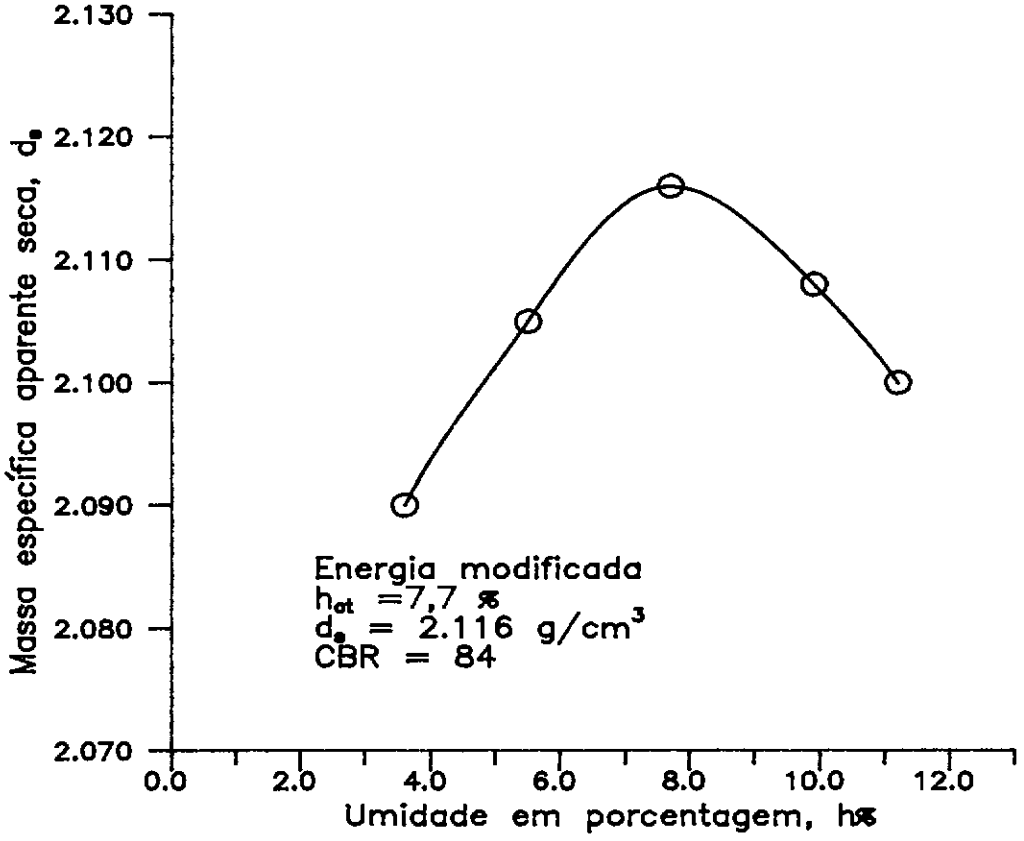
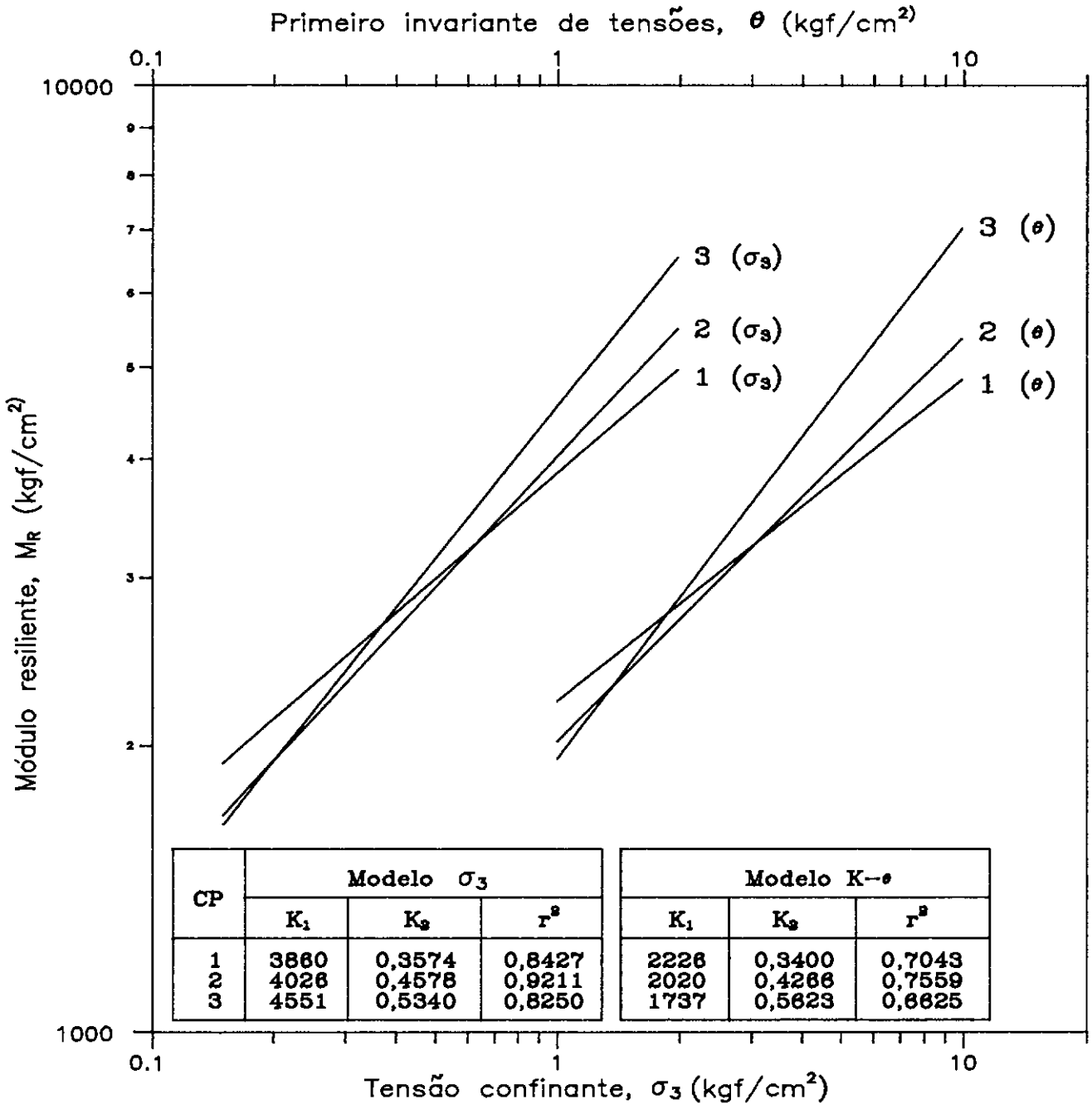


FIGURA 3.5
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E CURVA DE COMPACTAÇÃO DA BRITA GRADUADA DE NOVA IGUAÇU



CP	Modelo σ_3			Modelo K–θ		
	K_1	K_2	r^2	K_1	K_2	r^2
1	3860	0,3574	0,8427	2226	0,3400	0,7043
2	4026	0,4578	0,9211	2020	0,4266	0,7559
3	4551	0,5340	0,8250	1737	0,5623	0,6625

FIGURA 3.6 – RESULTADO DO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO DA BRITA GRADUADA DE NOVA IGUAÇU

Tabela 3.1 Características dos Corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais dinâmicos e modelos de resiliência-Amostra Roraima

Dimensões e nº C.P.(cm)	Energia	Umidade moldagem	hi-hót	$\gamma_{inicial}$	Grau compact. $\gamma_{si}/\gamma_{s\ máx}$ (%)	Modelo σ_d K_1	K_2	r	Modelo σ_3 K_1	K_2	r	Modelo K-Ø K_1	K_2	r	Observação sobre condição ensaio Mr
5x10-1	Modificada	13,66	-0,84	1,896	99,8	35586	-0,63	-0,934	24532	-0,40	0,600	57853	-0,56	0,776	ensaio realizado logo após compactação cp
5x10-2	Modificada	14,07	-0,43	1,882	99,1	36019	-0,52	-0,943	26183	-0,44	0,727	61175	-0,55	0,871	ensaio realizado logo após compactação cp
5x10-3	Modificada	13,97	-0,53	1,913	100,7	21695	-0,62	-0,974	14629	-0,56	0,803	42152	-0,68	0,935	ensaio realizado 72h após compactação cp
5x10-4	Modificada	14,57	+0,07	1,904	100,2	16799	-0,74	-0,979	10541	-0,65	0,789	36725	-0,80	0,928	ensaio realizado logo após compactação cp
5x10-5	Modificada	14,23	-0,27	1,892	99,6	29444	-0,62	-0,776	21009	-0,21	0,280	37737	-0,39	0,484	ensaio realizado 72h após compactação cp
10x20-1	Modificado	14,47	-0,03	1,896	99,8	11386	-0,97	-0,977	6659	-0,66	-0,608	26638	-0,91	0,806	ensaiado logo após compactação cp
10x20-2	Modificado	13,27	-1,23	1,907	100,4	14246	-0,97	-0,980	7960	-0,79	-0,730	37144	-0,99	0,888	ensaiado após ensaio de deformação permanente
10x20-3	Modificado	14,58	+0,08	1,918	100,9	5790	-0,54	-0,932	4462	-0,37	-0,534	9347	-0,50	0,741	ensaiado logo após compactação cp
15x30-1	Modificado	13,16	-1,34	1,955	102,9	8512	-0,40	-0,851	7749	-0,21	-0,400	12037	-0,35	-0,640	ensaiado após ensaio de deformação permanente
15x30-2	Modificado	14,80	+0,30	1,957	103,0	4532	-0,36	-0,900	3950	-0,25	-0,519	6372	-0,33	-0,709	ensaiado após ensaio de deformação permanente
15x30-3	Modificado	15,14	+0,64	1,940	102,1	4506	-0,35	-0,907	3890	-0,26	-0,581	6337	-0,34	-0,749	ensaiado após ensaio de deformação permanente
10x20-1	Normal	13,90	-1,75	1,828	101,0	20210	-0,76	-0,717	12724	-0,41	-0,397	30806	-0,57	-0,538	ensaiado logo após compactação cp
10x20-2	Normal	15,99	+0,34	1,789	99,0	16329	-0,27	-0,317	15238	+0,06	+0,070	16178	-0,07	-0,084	ensaiado logo após compactação cp
10x20-3	Normal	16,65	+1,00	1,725	96,0	7601	-0,63	-0,912	5590	-0,44	-0,547	13351	-0,58	-0,730	ensaiado logo após compactação cp
10x20-4	Normal	18,71	+3,06	1,746	97,0	4022	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabela 3.2 - Resultado dos ensaios de uma brita - Pérez Espinosa (1987) utilizando o modelo $M_R=f(\sigma d)$ para comparação

CP	Condições moldagem		$M_R=K_1\ \theta^{K_2}$			$M_R=K_1\sigma d^{K_2}$		
Nº	h(%)	(g/cm³)	K_1	K_2	r	K_1	K_2	r
19	5,54	2,205	2058	0,381	0,768	3100	0,22	0,480
3	5,87	2,195	2709	0,408	0,891	4087	0,27	0,69
6	5,96	2,231	1294	0,611	0,974	2403	0,45	0,85
1	5,00	2,266	1545	0,703	0,962	3150	0,52	0,85
2	5,06	2,210	2738	0,436	0,889	4265	0,30	0,73
7	5,39	2,200	1250	0,526	0,966	2132	0,38	0,83
11	5,63	2,254	1181	0,569	0,977	2103	0,42	0,86
Média	5,49	2,223	1825	0,519	-	3034	0,37	-
Desvio padrão	0,37	0,028	680	0,118	-	887	0,11	-
Coef. variação	0,07	0,01	0,37	0,23	-	0,29	0,29	-

Tabela 3.3 Características resilientes dos corpos de prova - Cascalho de Rondônia - Corpos de prova 10 x 20 (cm x cm)

CP	%areia	Energia	Umidade ensaio (he)	hi-hót	$\gamma_{sinicial}$	Grau compactação %	$M_R=f(\sigma_d)$				$M_R=K_1\theta^{K_2}$			$M_R=K_1\sigma_d^{K_2}$			Observações sobre condição ensaio Mr
							K_1	K_2	K_3	K_4	K_1	K_2	r	K_1	K_2	r	
1	0	I	12,6	-0,4	2,048	98,4	0,71	7452	-115126	-930	10127	-0,77	-0.870	19544	-0,71	-0,744	como compactado
2	0	IM	11,4	-0,4	2,028	95,9	0,8	12777	-117146	-2142	15485	-0,86	-0,867	32397	-0,80	-0,705	como compactado
3	0	M	11,8	-0,3	2,152	100,5%	-	-	-	-	19857	-1,08	-0,914	47744	-0,99	-0,764	como compactado
4	0	IM	10,0	-1,8	2,070	97,9	1,2	9258	-78250	-1180	21000	-1,16	-0,881	48801	-0,98	-0,701	como compactado
5	0	IM	13,1	+1,3	2,098	99,2	0,41	5933	-138863	-197	5910	-0,14	0,457	6171	-0,06	-0,160	como compactado
6	0	IM	15,1	+3,3	1,996	94,4	0,63	6565	-83461	-1164	6289	-0,63	-0,528	13459	-0,52	-0,369	compactado no ramo seco(9,3%) e embebido 4 dias
7	0	IM	13,8	+2,0	2,140	100,5	0,55	7251	-59119	-888	7000	-0,34	-0,916	13630	-0,52	-0,504	compactado na hót (11,3%) e embebido 4 dias
8	0	IM	13,8	+2,0	2,129	100,7	0,61	7186	-84129	-928	6799	-0,42	-0,810	9045	-0,33	-0,555	compactado no ramo úmido(13,4%) e embebido 4 dias
9	10	I	10,8	-0,6	2,108	100,0	0,72	10510	-75387	-1547	12747	-0,70	-0,906	24891	-0,69	-0,772	como compactado
10	10	IM	10,8	-0,4	2,120	99,9	1,49	9656	-45244	-943	25857	-1,15	-0,936	63759	-1,03	-0,783	como compactado
11	10	M	10,8	-0,3	2,141	99,3	1,6	14469	-205740	-2363	46558	-1,33	-0,901	122664	-1,28	-0,819	como compactado
12	10	IM	9,7	-1,5	2,033	95,8	1,52	8867	-41374	-722	16140	-0,70	-0,877	26391	-0,61	-0,764	como compactado
13	10	IM	13,0	+1,8	2,070	97,5	1,03	11069	-62369	-2211	17252	-1,05	-0,936	44438	-1,01	-0,816	como compactado
14	10	IM	14,7	+3,5	1,998	94,2	0,42	5816	-135563	-774	5273	-0,36	-0,753	9609	-0,517	-0,622	compactado no ramo seco (9,4%) e embebido 4 dias
15	10	IM	13,4	+2,2	2,121	100,0	-	-	-	-	12218	-0,60	-0,648	16761	-0,44	-0,47	compactado na hót (11,2%) e embebido 4 dias
16	10	IM	13,8	+2,6	2,055	96,8	-	-	-	-	5993	-0,38	-0,702	10083	-0,46	-0,583	compactado no ramo úmido(13,3%) e embebido 4 dias
17	30	I	10,2	+0,3	2,158	99,3	-	-	-	-	23774	-1,34	-0,902	49789	-1,02	-0,711	como compactado
18	30	IM	9,1	-0,4	2,193	98,2	1,55	8638	-58230	-627	26307	-1,21	-0,804	72852	-1,13	-0,632	como compactado
19	30	IM	9,5	0,0	2,150	96,2	1,27	10757	-64900	-1357	16458	-0,69	-0,878	33739	-0,71	-0,654	como compactado
20	30	M	9,3	-0,1	2,136	96,9	1,43	9176	-115314	-1193	28968	-1,35	-0,870	75479	-1,22	-0,756	como compactado
21	30	IM	7,6	-1,9	2,116	94,7	1,13	10150	-73556	-1277	20279	-1,05	-0,904	46797	-0,95	-0,766	como compactado
22	30	IM	11,7	+2,2	2,134	95,5	0,5	7736	-80925	-764	7745	-0,32	-0,849	13064	-0,46	-0,691	como compactado
23	30	IM	12,8	+3,3	2,099	94,0	0,69	7259	-95985	-1432	8064	-0,80	-0,886	21380	-0,93	-0,788	compactado no ramo seco (8%) e embebido 4 dias
24	30	IM	11,6	+2,1	2,161	96,7	0,75	6757	-91268	-652	10419	-0,87	-0,828	22125	-0,79	-0,647	compactado na hót (9,3%) e embebido 4 dias
25	30	IM	11,2	+1,7	2,149	96,6	-	-	-	-	7282	-0,33	-0,735	8439	-0,23	-0,517	compactado no ramo úmido(10,9%) e embebido 4 dias

Tabela 3.4 - Deformação permanente medida nos ensaios da amostra 1 - Laterita Roraima

Ep / N	CP 1-M		CP 2-M		CP 3-M		CP 4-N	
	$x10^{-4}$	%	$x10^{-4}$	%	$x10^{-4}$	%	$x10^{-4}$	%
1	5,03	0,05	6,04	0,06	8,05	0,08	12,67	0,13
10	12,50	0,12	17,50	0,18	15,70	0,16	18,71	0,19
100	24,10	0,24	28,20	0,28	-	-	24,14	0,24
200	-	-	34,60	0,35	26,15	0,26	-	-
300	26,20	0,26	-	-	-	-	25,35	0,25
400	-	-	-	-	27,40	0,27	-	-
500	28,20	0,28	-	-	-	-	25,95	0,26
600	-	-	40,60	0,41	28,16	0,28	-	-
700	-	-	-	-	-	-	26,55	0,27
1000	30,20	0,30	-	-	28,40	0,28	-	-
2000	-	-	46,70	0,47	-	-	-	-
3000	32,20	0,32	-	-	-	-	-	-
4000	33,40	0,33	-	-	-	-	-	-
5000	-	-	-	-	30,42	0,30	28,36	0,28
8500	-	-	-	-	-	-	28,97	0,29
50000	-	-	51,00	0,51	-	-	-	-
80000	-	-	-	-	-	-	29,09	0,29
100000	-	-	54,70	0,55	-	-	-	-
193000	-	-	-	-	34,40	0,34	-	-
195000	38,60	0,39	-	-	-	-	-	-
σ_d Kgf/cm²	2,1		3,15		0,7		0,7	
σ_3 Kgf/cm²	0,7		1,05		0,7		0,7	
$\varepsilon_{p=AN^B}$	A=0,0019 B=0,0624 r=0,964		A=0,0022 B=0,0810 r=0,927		A=0,0022 B=0,0382 r=0,993		A=0,0022 B=0,0296 r=0,947	

3.2 BRITA

Ensaiou-se uma brita de granito-gnaisse cujas características estão mostradas na Figura 3.5 que foi utilizada na pesquisa de fadiga de misturas asfálticas comentada no próximo item.

Fizeram-se corpos-de-prova de 10 x 20 e 15 x 30 cm com objetivo de comparar com os estudos de PÉREZ-ESPINOSA (1987).

Os resultados estão mostrados na tabela 3.5 e Figura 3.6, para condições de compactação próximas da umidade ótima (γ_s máx = 2,116, hót = 7,7).

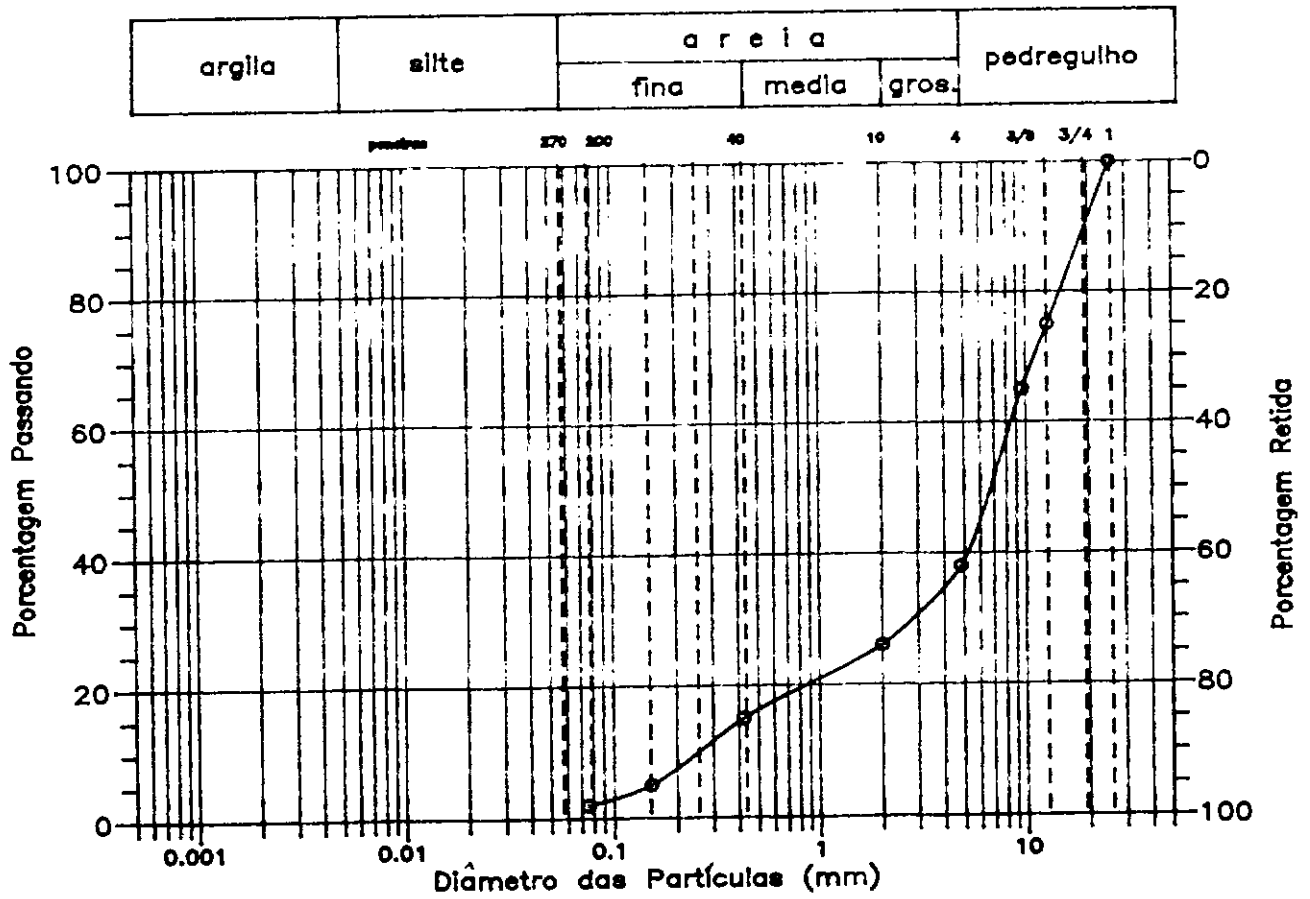
Tabela 3.5

Resultados de módulo resiliente para Brita de Nova Iguaçu

Corpo-de-prova	Modelo σ_3			Modelo σ_d			Modelo θ		
	K_1	K_2	r	K_1	K_2	r	K_1	K_2	r
(10 x 20) 1	3860	0,357	0,918	3127	0,231	0,676	2226	0,340	0,839
(10 x 20) 2	4026	0,458	0,960	3091	0,296	0,714	2020	0,427	0,869
(15 x 30) 3	4550	0,534	0,908	3327	0,367	0,610	1937	0,562	0,814
Média	4145	0,450	-	3182	0,298	-	2061	0,443	-
Desvio	360	0,089	-	127	0,068	-	149	0,112	-
Coef. Variação	0,09	0,20	-	0,04	0,23	-	0,07	0,25	-

Comparando-se os resultados das duas britas ensaiadas (tabelas 3.2 e 3.5) pode-se notar boa concordância nos resultados.

Comparando-se estes resultados com aqueles apresentados por MEDINA & PREUSSLER (1980) e PREUSSLER (1983) nota-se que nestes os expoentes K_2 que representam a sensibilidade do módulo ao estado de tensões é muito maior do que os apresentados aqui. A explicação provém do tamanho do corpo-de-prova utilizado em cada ensaio. Os primeiros estudos foram feitos em corpos-de-prova de 5 x 10 cm, o que obrigava a um escalpo acentuado da fração grossa. Atualmente, os corpos-de-prova são ensaiados praticamente com a granulometria completa, em tamanho compatível, o que representa melhor o comportamento real do material. Maiores detalhes sobre a influência da granulometria e do tamanho do corpo-de-prova podem ser encontrados na tese de PÉREZ-ESPINOSA (1987).



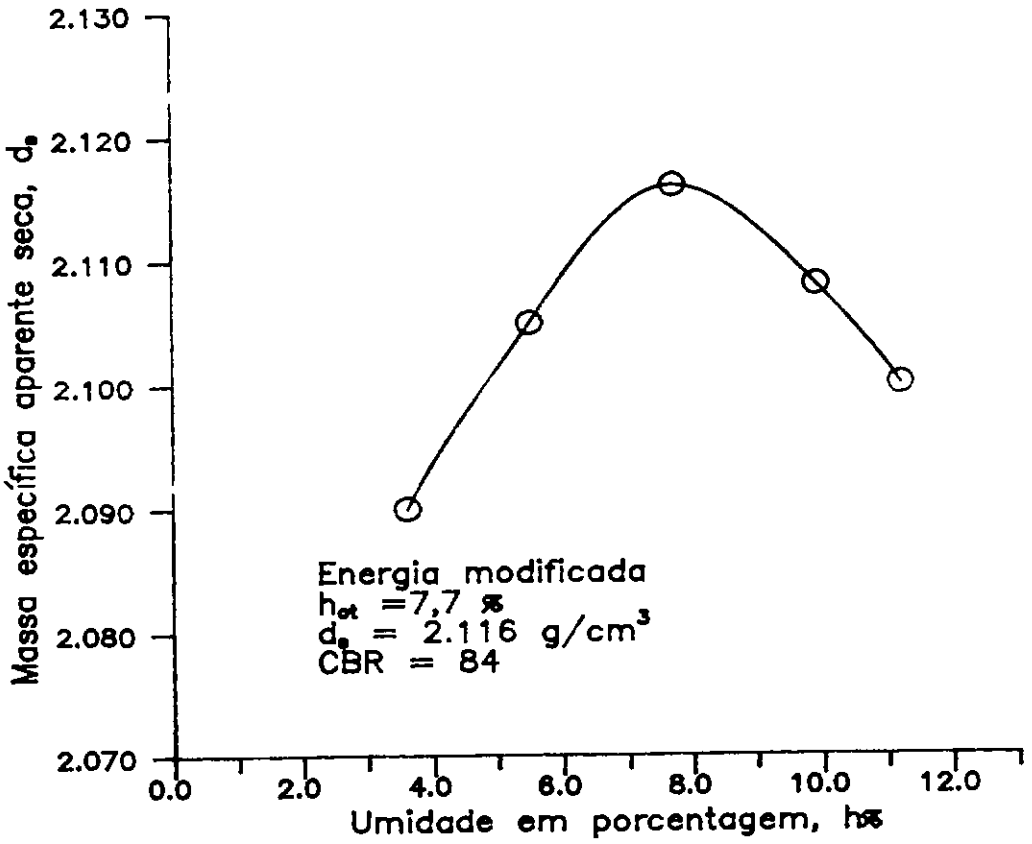
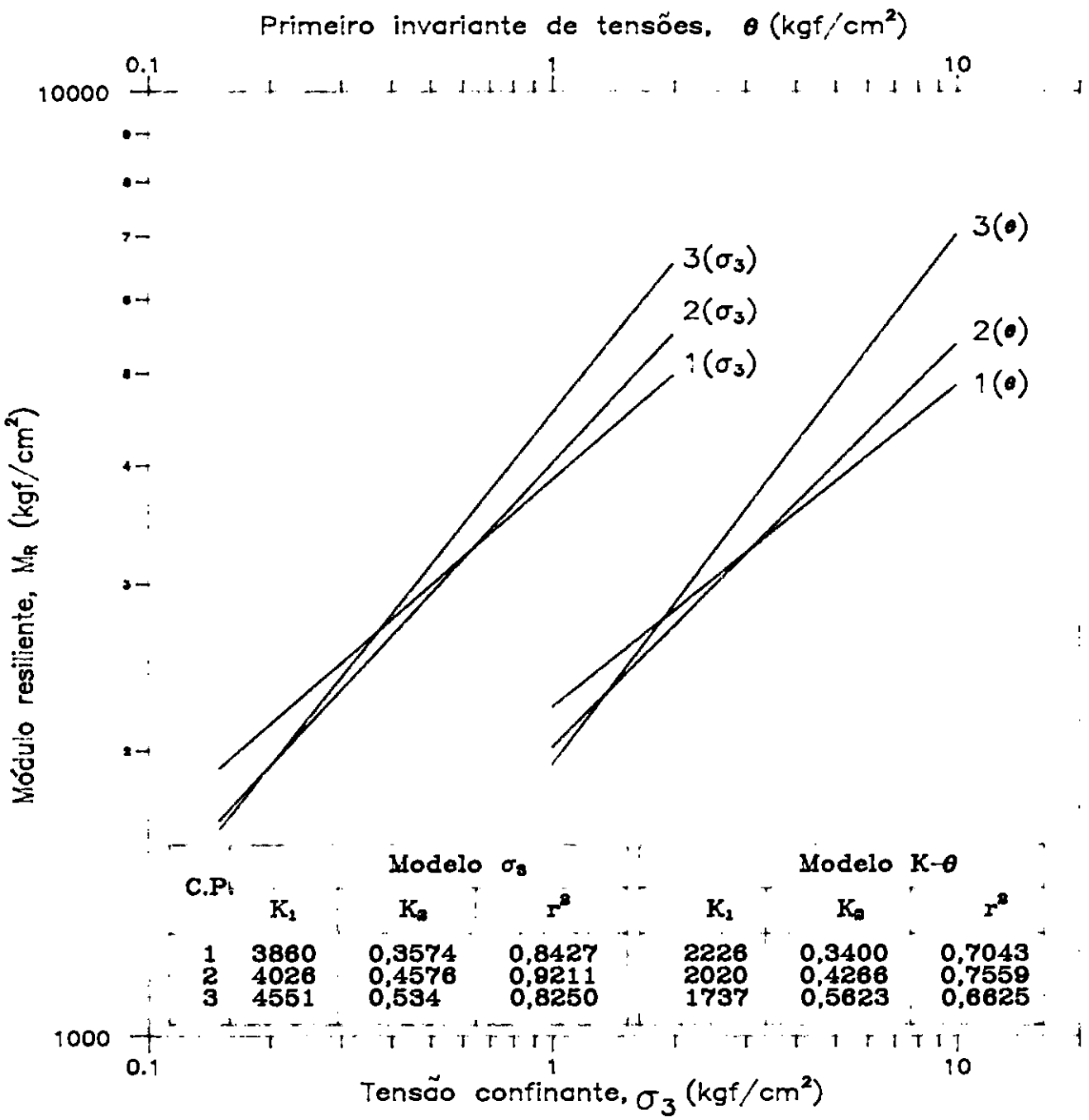


FIGURA 3.5
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E CURVA DE COMPACTAÇÃO DA BRITA GRADUADA DE NOVA IGUAÇU



C.P.	Modelo σ_3			Modelo K-θ		
	K_1	K_2	r^2	K_1	K_2	r^2
1	3860	0,3574	0,8427	2226	0,3400	0,7043
2	4026	0,4576	0,9211	2020	0,4266	0,7559
3	4551	0,534	0,8250	1737	0,5623	0,6625

FIGURA 3.6 – RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO DA BRITA GRADUADA DE NOVA IGUAÇU

3.3 MISTURAS BETUMINOSAS

Em estudo conjunto com o CENPES/PETROBRÁS, foram ensaiadas 6 misturas betuminosas preparadas com mesmo agragado os ligantes variaram tanto em relação ao petróleo de origem quanto ao processo de fabricação e produto final quanto à penetração/viscosidade. Este estudo faz parte da tese de doutorado de Salomão Pinto (em elaboração). A tese de LEITE (1990) analisa aspectos da reologia destes cimentos asfálticos comparados com os resultados mecânicos.

Fizeram-se ensaios de módulos resilientes e fadiga à compressão diametral, em tensão controlada, cujos resultados estão mostrados na tabela 3.6 onde constam também os resultados obtidos por PREUSSLER (1983) e nas Figuras 3.7, 3.8 e 3.9.

Para as misturas utilizadas na pesquisa do CENPES foi possívelobter a seguinte correlação entre os valores de módulo resiliente medidos e os módulos de rigidez do ligante calculado pelo ábaco de VAN DER POEL (S_b) e para a mistura calculados através da fórmula de HEUKELOM & KLOMP, (S_m):

$$\log M_r = 4,3801 + 0,0074\ S_b \qquad r^2 = 0,98$$

$$M_r = 2,26\ S_m \qquad r^2 = 0,95$$

Pode-se também estimar o módulo resiliente a 25°C de uma mistura, e , também, os parâmetros das leis de fadiga através das seguintes correlações aceitáveis, em caso de ante-projeto (MEDINA & OUTROS, 1990 b, COPPETEC, 1990):

$$M_r = 12133 + 10,82\ \text{Vab}\ 60^{\circ}C \qquad r = 0,998$$

$$M_r = 1,71 \times 10^5 \log \text{Densidade} \qquad r = 0,943$$

$$\log M_r = 5,33 - 0,014\ \text{Pen}\ 25^{\circ}C \qquad r = 0,926$$

$$\log M_r = 3,69 + 0,001\ \text{Estabilidade} \qquad r = 0,909$$

$$n_1 = 1,711 + 0,159 \log K_1 \qquad r = 0,524$$

$$n_2 = 0,893 - 0,222 \log K_2 \qquad r = -0,996$$

$$K_1 = 218,49\ M_r + 4753,52\ \text{Vab} - 2,63 \times 10^6\ \sigma_t \qquad r = 0,954$$

$$n_2 = n_1 = 4,20 - 0,074\ (\text{Bases Nitrogenadas}) \qquad r = 0,871$$

$$n_2 = n_1 = 2,9064 + 0,3355 \times 10^{-4}\ M_r - 0,1517\ \sigma_t$$
$$-0,1646 \times 10^{-3}\ \text{Vab}\ 60^{\circ} \qquad r = 0,947$$

Como a variação do n foi muito pequena para estas misturas, pode-se, grosso modo, tomar o valor médio de 2,68 para ante-projeto já que as correlações não são simples.

Um pequeno estudo do efeito da temperatura na vida de fadiga foi feito para a amostra nº 3 do CENPES (que consta da tabela como nº 12), mostrada na Figura 3.10.

Pode-se mostrar (MOTTA & OUTROS, 1990; MEDINA & OUTROS, 1990) que o efeito da temperatura na vida de fadiga é muito importante, mesmo que este efeito não seja tão evidente nas deflexões medidas nos pavimentos através da viga Benkelman (MOTTA & MEDINA, 1987, 1989).

No estudo da deformação permanente das misturas betuminosas, algumas amostras ensaiadas para a fadiga à compressão diametral foram acompanhadas de medições periódicas das deformações, podendo-se obter as curvas mostradas na Figura 3.11. Estas deformações, neste tipo de ensaio, são bastante acentuadas pela própria concepção do mesmo quanto à concentração de tensões e não existência de confinamento, portanto, resolveu-se ensaiar, a título de experiência, alguns corpos-de-prova de CBUQ à compressão triaxial para observar o comportamento da deformação permanente. Esta condição é mais representativa quanto à deformação plástica.

Escolheu-se o traço da mistura 9 (Amostra 1 do CENPES) por já ter sido estudado da forma tradicional e, também, por se dispor no laboratório de quantidade de ligante suficiente. Após algumas tentativas, pode-se obter por compactação estática dois corpos-de-prova de 10 x 20 cm em boas condições, embora com densidade ($d_{aparente}$ = 2,39) um pouco diferente daquela obtida na compactação Marshall (Tabela 3.6). Estes corpos-de-provaforam submetidos ao ensaio de deformação permanente sob carga repetida utilizando-se σ_d = 3,15 kgf/cm^2 e σ_3 = 1,05 kgf/cm^2. Obteve-se o resultado mostrado na tabela 3.7. Após 100.000 (10^5) repetições desta tensão desvio procedeu-se ao ensaio de módulo resiliente à compressão com toda a seqüência de pares de tensões convencionalmente usados no ensaio de solo. A Figura 3.12 mostra o resultado deste ensaio, podendo-se perceber uma leve influência do estado de tensões no valor do módulo. Utilizando-se um critério estatístico das medianas e quartis, pode-se definir como valor médio para o módulo à compressão deste material o valor 17753 kgf/cm^2, com um desvio padrão σ = 3513 kgf/cm^2, praticamente a metade do valor à tração, obtido para a mesma mistura (Tabela 3.6).

Comparando-se os resultados da tabela 3.7 com aqueles mostrados na Figura 3.11, pode-se notar a grande diferença de valores de deformação permanente obtidos em cada tipo de ensaio. Considera-se que os resultados obtidos no ensaio triaxial, para efeito de deformação permanente, estejam mais compatíveis com o observado no campo, embora a forma de compactação do corpo-de-prova tenha sido estática. Propõe-se o prosseguimento do estudo deste aspecto do comportamento das misturas betuminosas, com ensaios triaxiais dinâmicos, estáticos e tipo "creep".

Alguns corpos-de-prova de misturas com adição de polímeros tipo EVA e SBS foram ensaiados em cooperação com o trabalho desenvolvido por SALATHÉ & OUTROS (1990). As curvas de fadiga à tensão controlada obtidas para estes materiais bem como para a mistura com ligante puro estão mostradas na Figura 3.13.

Tabela 3.6 Misturas asfálticas ensaiadas à fadiga na COPPE

Nº	Tipo	Faixa	Cap	$b_{ótimo}$	E	fl	M_r	σ_t	K_1	n_1	r_1	K_2	n_2	r_2	Ref.
01	Binder	A	50/60	5,0	512	13	37000	5,6	$1,7x10^6$	2,89	-	-	-	-	Preussler
02	Capa	C	50/60	5,1	1172	12	39000	8,6	$1,5x10^7$	3,47	-	-	-	-	(1983)
03	Capa	C	85/100	5,5	794	13	21000	6,4	$9,3x10^5$	3,40	-	-	-	-	
04	Binder	A	85/100	4,7	675	13	23000	4,7	$2,0x10^4$	1,89	-	-	-	-	
05	Capa	B	85/100	5,3	989	13	28000	5,9	$1,4x10^6$	2,87	-	-	-	-	
06	Binder	B	85/100	4,6	930	16	23000	5,2	$2,2x10^5$	2,26	-	-	-	-	
07	Capa	B	50/60	5,1	1070	14	34000	7,0	$1,5x10^7$	3,68	-	-	-	-	
08	Binder	B	50/60	4,5	1100	14	36000	7,7	$2,1x10^6$	2,80	-	-	-	-	
09	Capa	B	50/60	5,8	750	14	40000	5,7	$6,8x10^5$	2,77	0,97	$2,6x10^{-9}$	2,77	0,97	COPPETEC
10	Capa	C	50/60	7,2	785	15	23000	6,5	$1,4x10^5$	2,01	0,97	$1,45x10^{-5}$	2,01	0,98	(1990)
11	Capa	B	50/60	5,7	950	15	41000	6,4	$1,51x10^6$	2,86	0,96	$1,9x10^{-9}$	2,86	0,96	
12	Capa	B	30/45	5,9	880	16	60700	10,6	$2,67x10^6$	2,65	0,99	$1,37x10^{-8}$	2,65	0,99	
13	Capa	B	20/45	6,1	1240	16	146000	19,1	$4,27x10^7$	2,88	0,94	$9,89x10^{-10}$	2,89	0,94	
14	Capa	B	55	6,1	950	16	52400	10,8	$7,85x10^5$	2,32	0,97	$3,60x10^{-7}$	2,32	0,97	
15	Capa	B	20	5,6	763	18	35900	8,3	$5,63x10^5$	2,61	0,98	$2,04x10^{-8}$	2,61	0,98	

Notação: $b_{ótimo}$ - (%) teor ótimo de betume, dosagem Marshall

E - (kgf) estabilidade Marshall

fl - (1/100")fluência Marshall

M_r - (kgf/cm^2) módulo de resiliência médio, coeficiente de variação médio de 10%

σ_t - (kgf/cm^2) tensão de tração de ruptura estática média

K_1, N_1 - constantes do modelo $N=K_1$

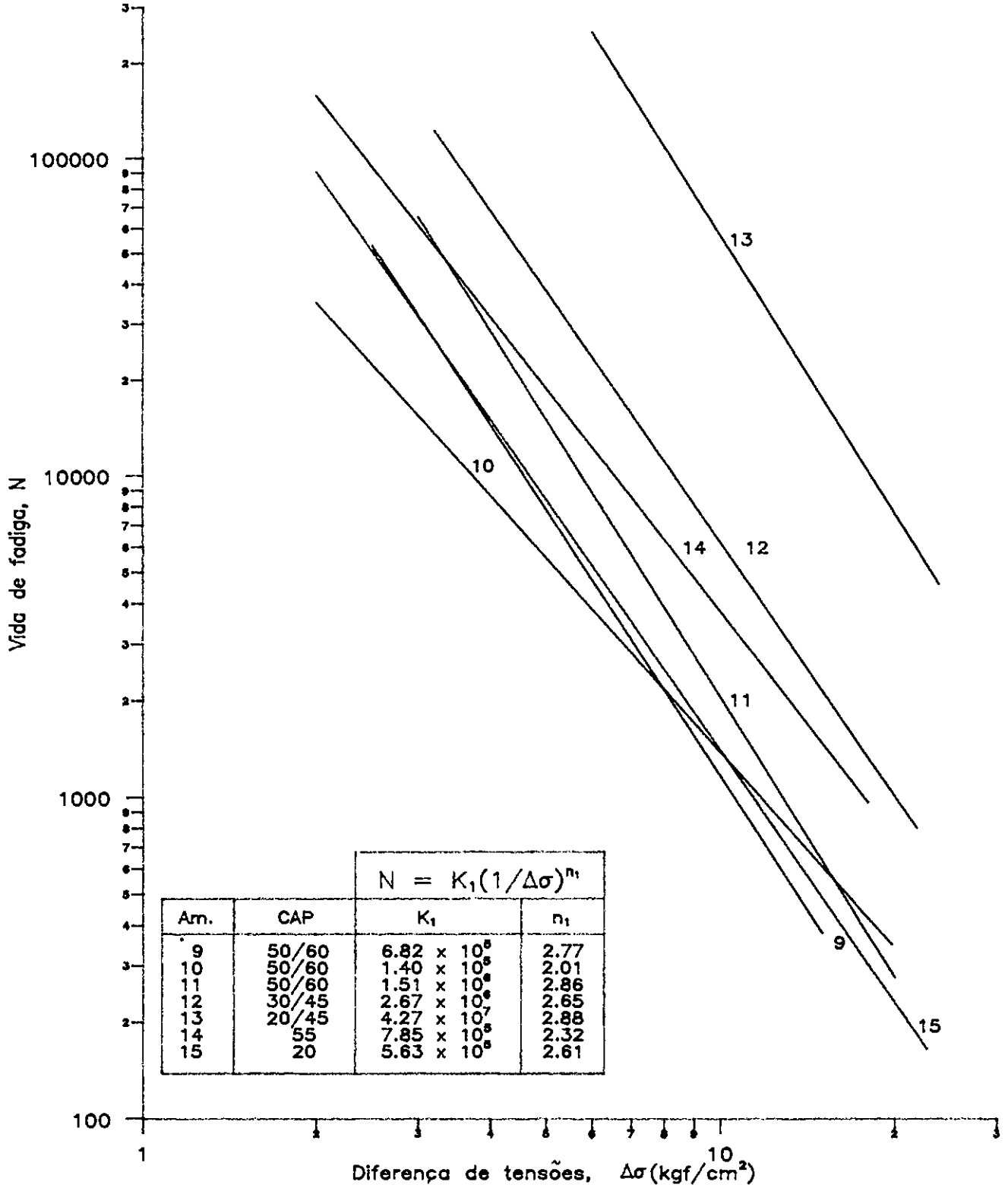
K_2, N_2 - constantes do modelo $N=K_2$

Tabela 3.7

Ensaio de deformação permanente em corpo-de-prova triaxial de CBUQ

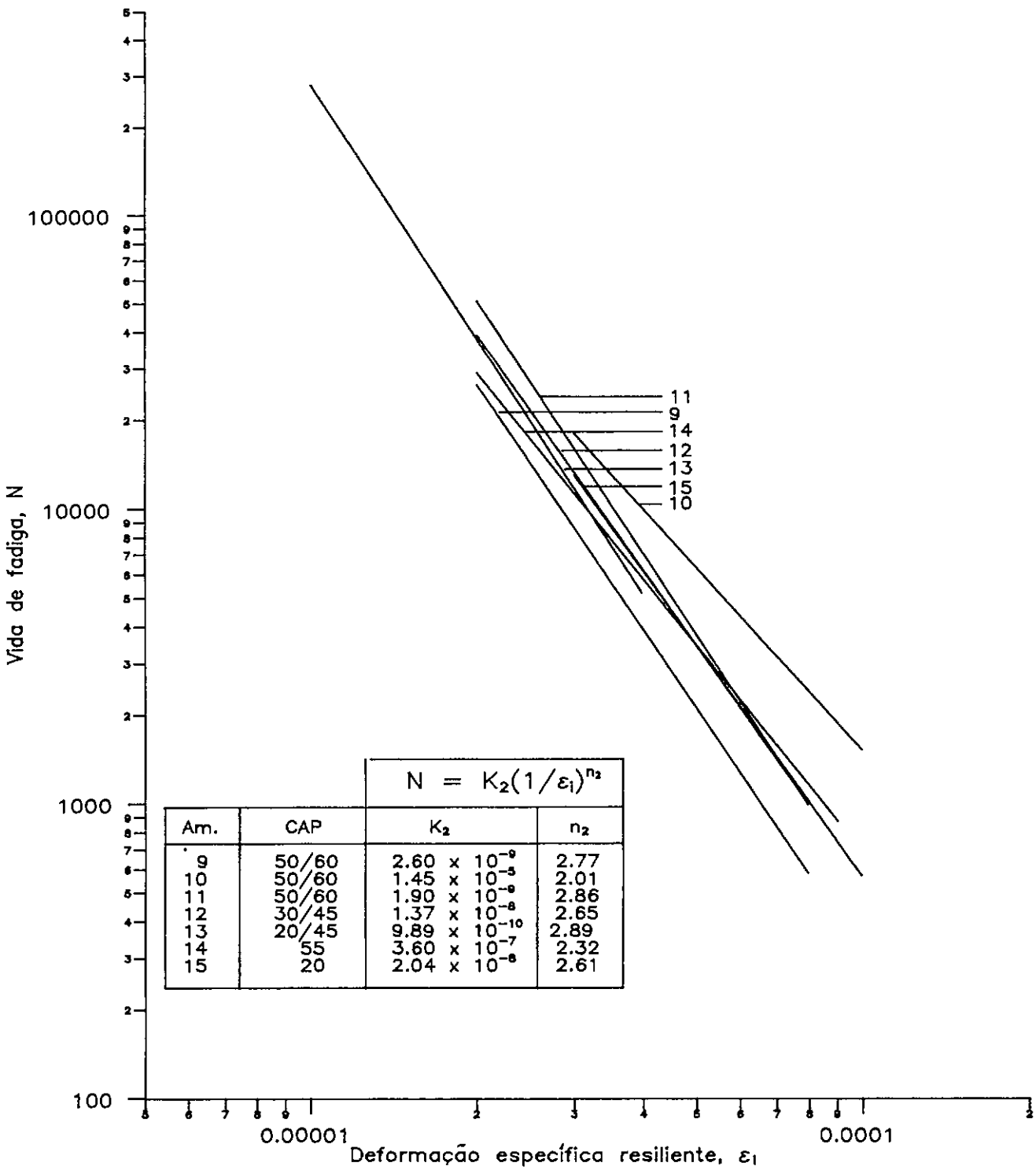
(Temperatura 25°C)

N		CP 1		CP 2	
		10^{-4}	%	10^{-4}	%
1		2	0,02	2	
10		5	0,05	5	
100		13	0,13	14	
200		16	0,16	18	
300		20	0,20	20	0,2
500		22	-	22	
800		-	-	24	
1000		25	-	25	
2000		28	-	-	
2150		-	-	27	
3780		-	-	28	
5000		32	0,32	29	0,29
10000		-	-	31	0,30
15000		-	-	31	0,31
18000		-		31	0,31
19000		33		-	
71000		35		-	
78000		-	-	32	
88000		35	0,35	-	
100000		-	-	33	0,33
$\varepsilon_p = AN^B$	A	0,0011		0,0009	
	B	0,1083		0,1305	
	r	0,903		0,920	



		$N = K_1(1/\Delta\sigma)^{n_1}$	
Am.	CAP	K_1	n_1
9	50/60	6.82×10^6	2.77
10	50/60	1.40×10^6	2.01
11	50/60	1.51×10^6	2.86
12	30/45	2.67×10^7	2.65
13	20/45	4.27×10^7	2.88
14	55	7.85×10^6	2.32
15	20	5.63×10^6	2.61

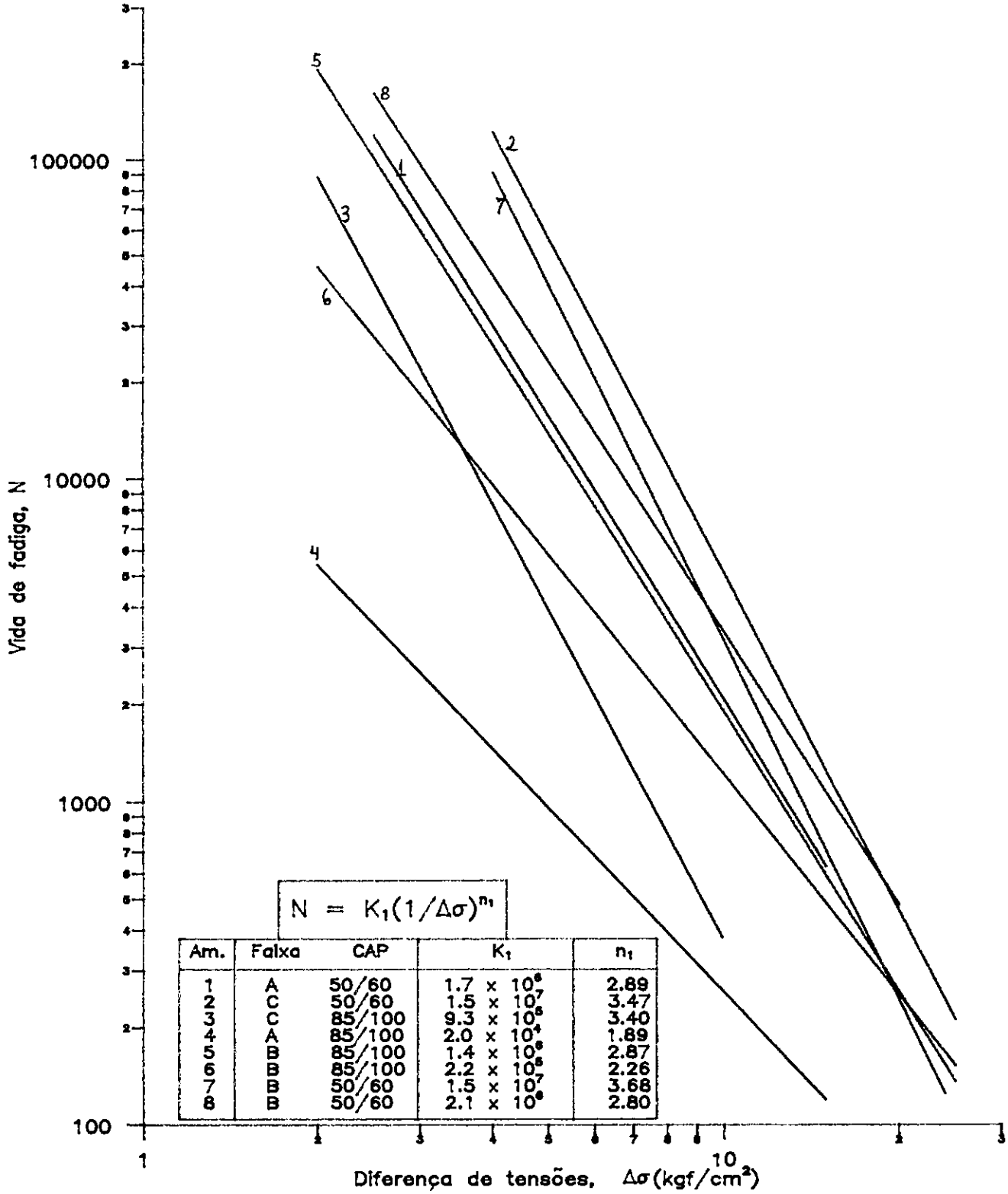
FIGURA 3.7
VIDA DE FADIGA (N) X DIFERENÇA DE TENSÕES ($\Delta\sigma$) PARA AS AMOSTRAS DO CENPES



$N = K_2(1/\varepsilon_1)^{n_2}$

Am.	CAP	K_2	n_2
9	50/60	2.60×10^{-9}	2.77
10	50/60	1.45×10^{-5}	2.01
11	50/60	1.90×10^{-9}	2.86
12	30/45	1.37×10^{-8}	2.65
13	20/45	9.89×10^{-10}	2.89
14	55	3.60×10^{-7}	2.32
15	20	2.04×10^{-8}	2.61

FIGURA 3.8
VIDA DE FADIGA (N) X DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA RESILIENTE (ε_1) PARA AS AMOSTRAS DO CENPES



Am.	Faixa	CAP	K_1	n_1
1	A	50/60	1.7×10^6	2.89
2	C	50/60	1.5×10^7	3.47
3	C	85/100	9.3×10^5	3.40
4	A	85/100	2.0×10^4	1.89
5	B	85/100	1.4×10^6	2.87
6	B	85/100	2.2×10^5	2.26
7	B	50/60	1.5×10^7	3.68
8	B	50/60	2.1×10^6	2.80

FIGURA 3.9
VIDA DE FADIGA (N) X DIFERENÇA DE TENSÕES ($\Delta\sigma$)
TESE DOUTORADO PREUSSLER (1983)

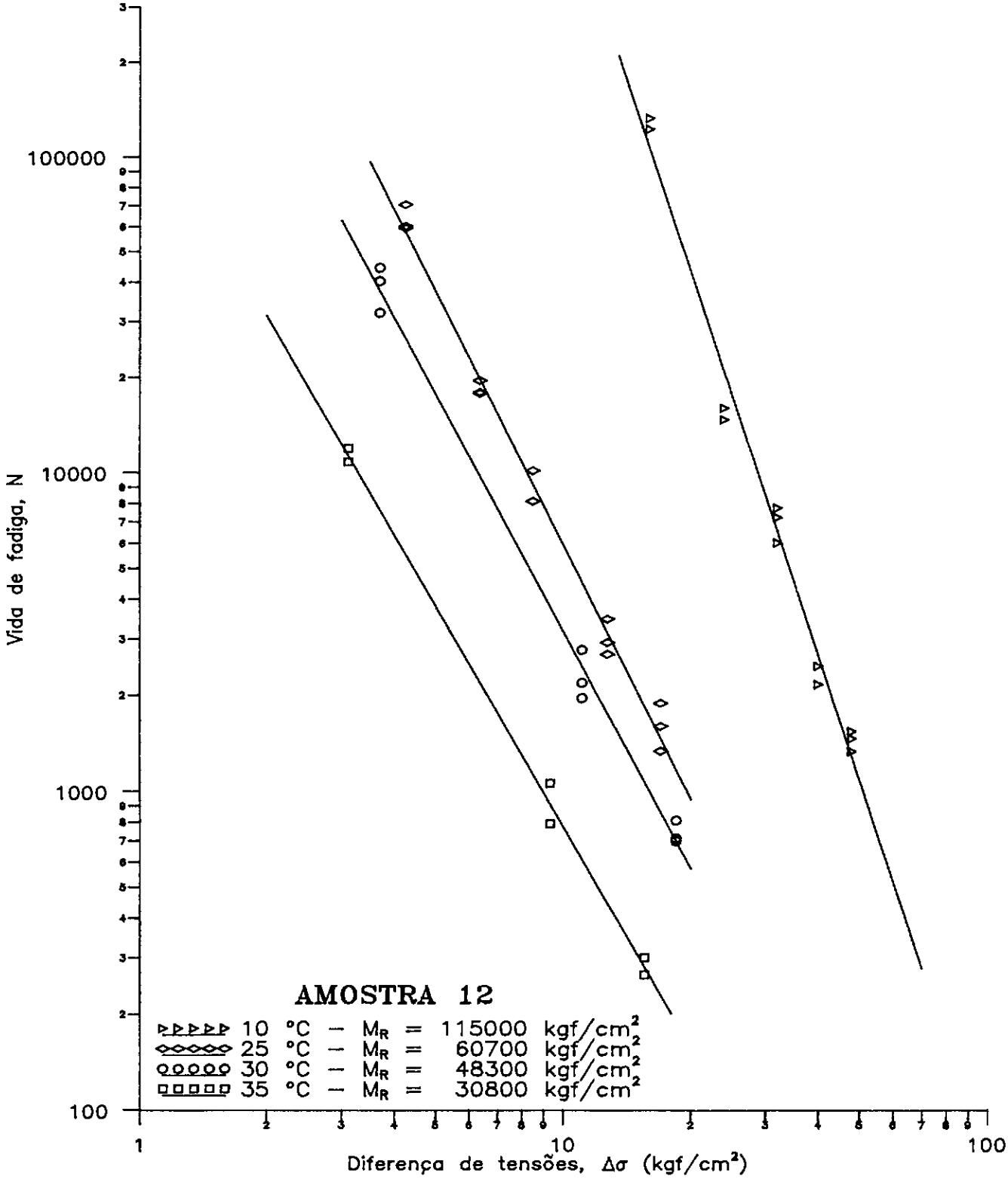


FIGURA 3.10 — EFEITO DA TEMPERATURA DE ENSAIO NA VIDA DE FADIGA X DIFERENÇA DE TENSÕES

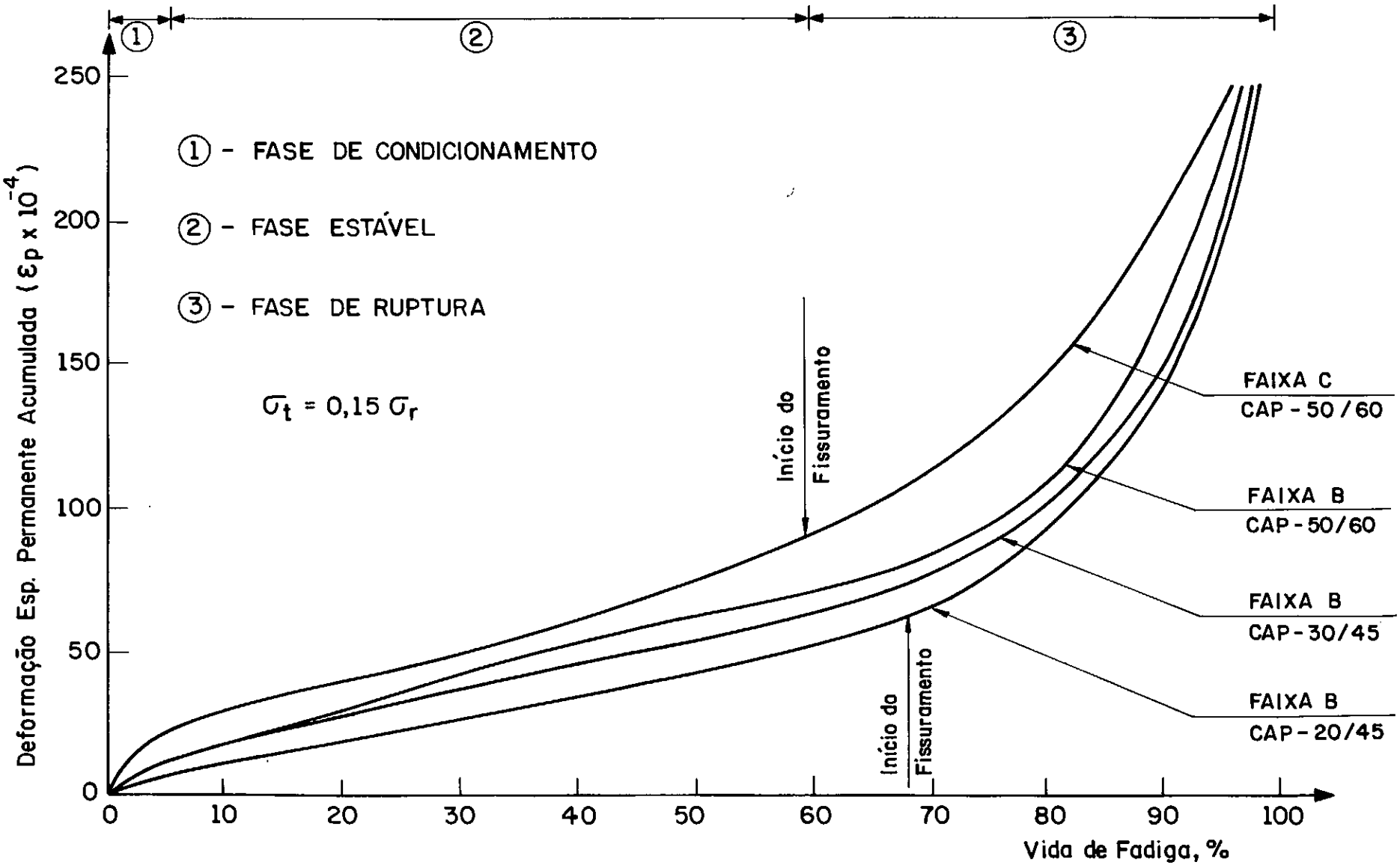


Figura 3.11 - Deformação Permanente x Vida de Fadiga - Carga Repetida
COMPRESSÃO DIAMETRAL - Amostras CENPES - (Tese Salomão Pinto, em andamento).

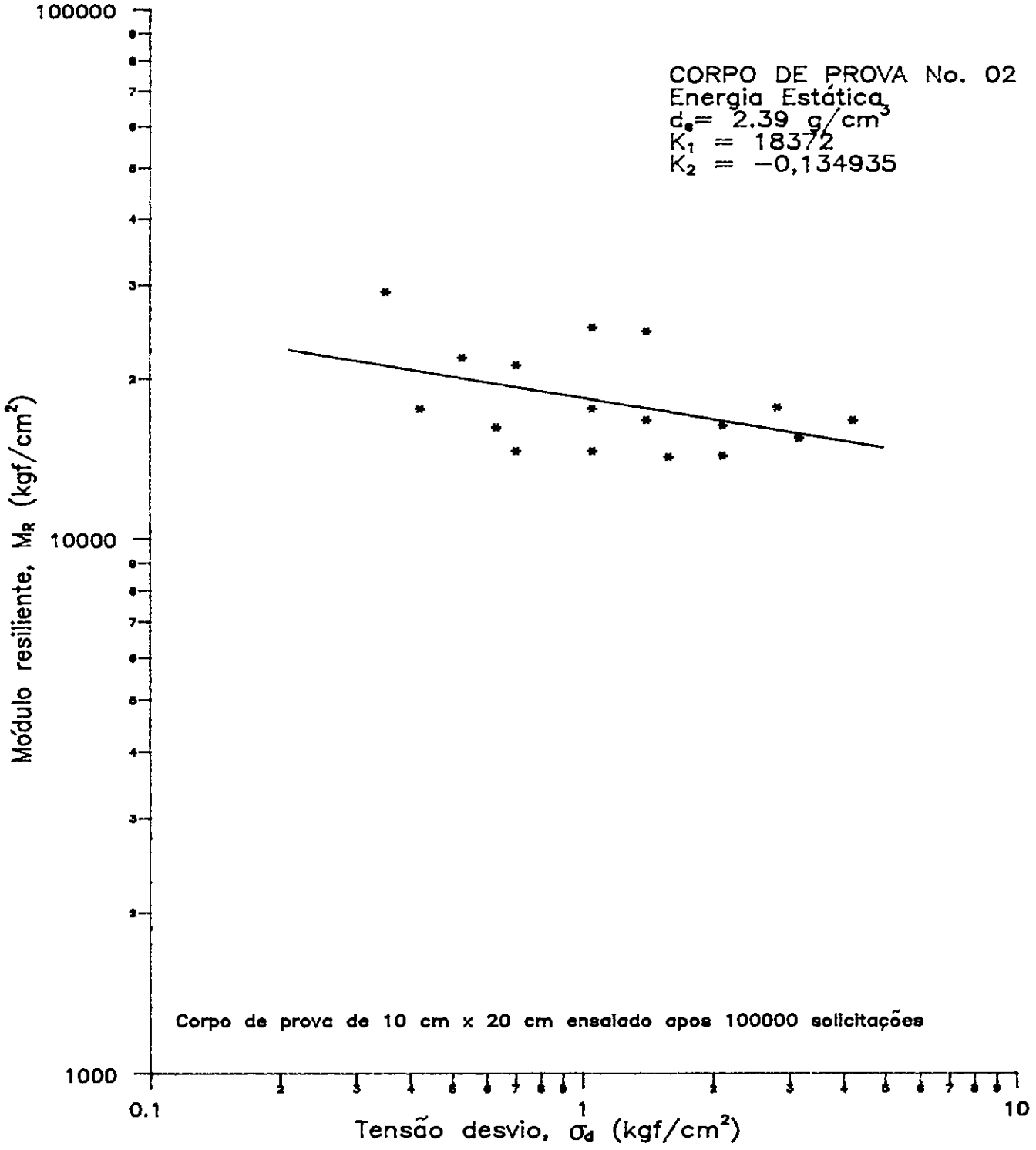


FIGURA 3.12 – RESULTADO DO ENSAIO TRIAXIAL DE CBUQ.

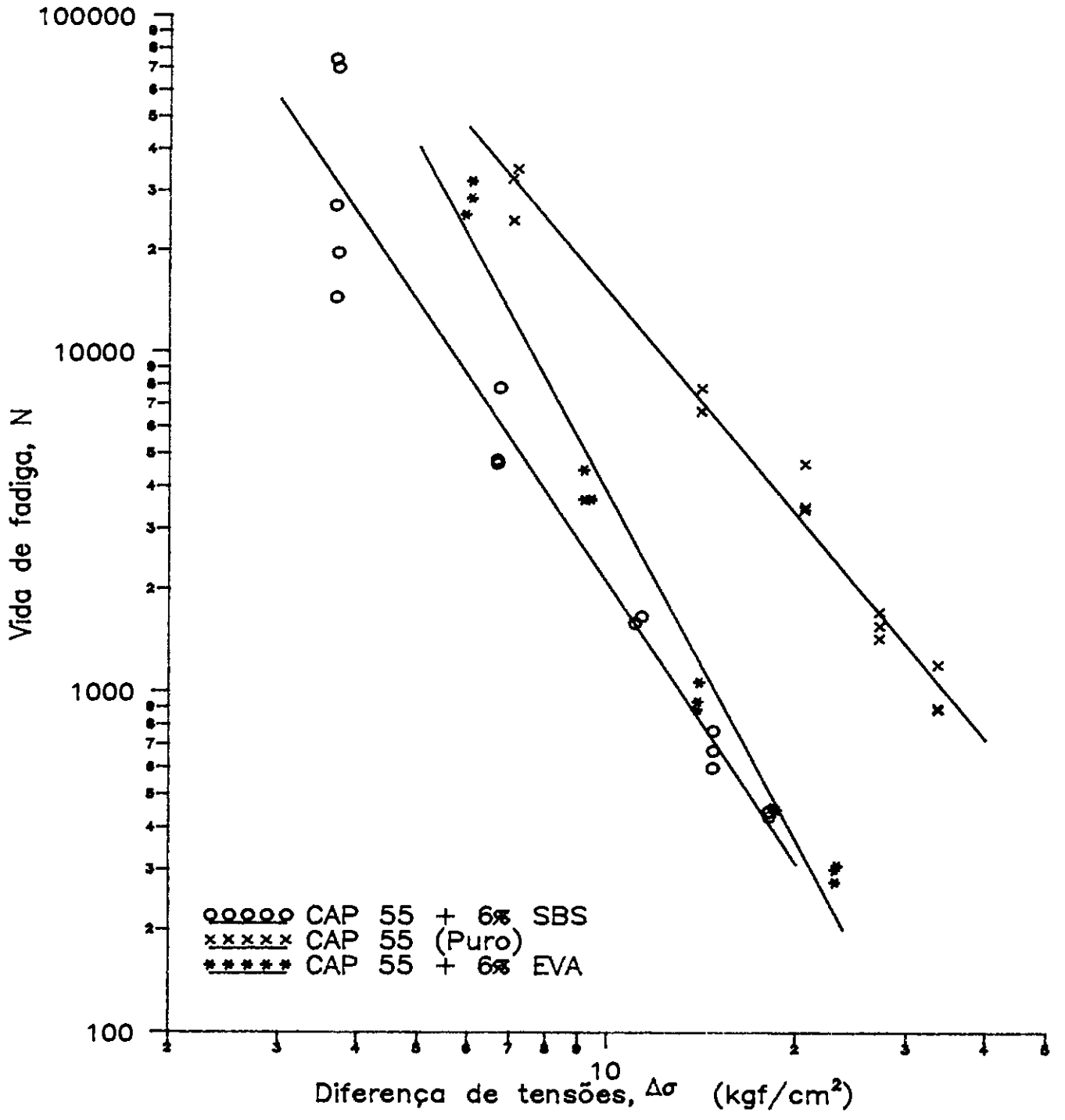


FIGURA 3.13a
VIDA DE FADIGA X DIFERENCA DE TENSÕES
AMOSTRAS DE CBUQ COM POLÍMERO

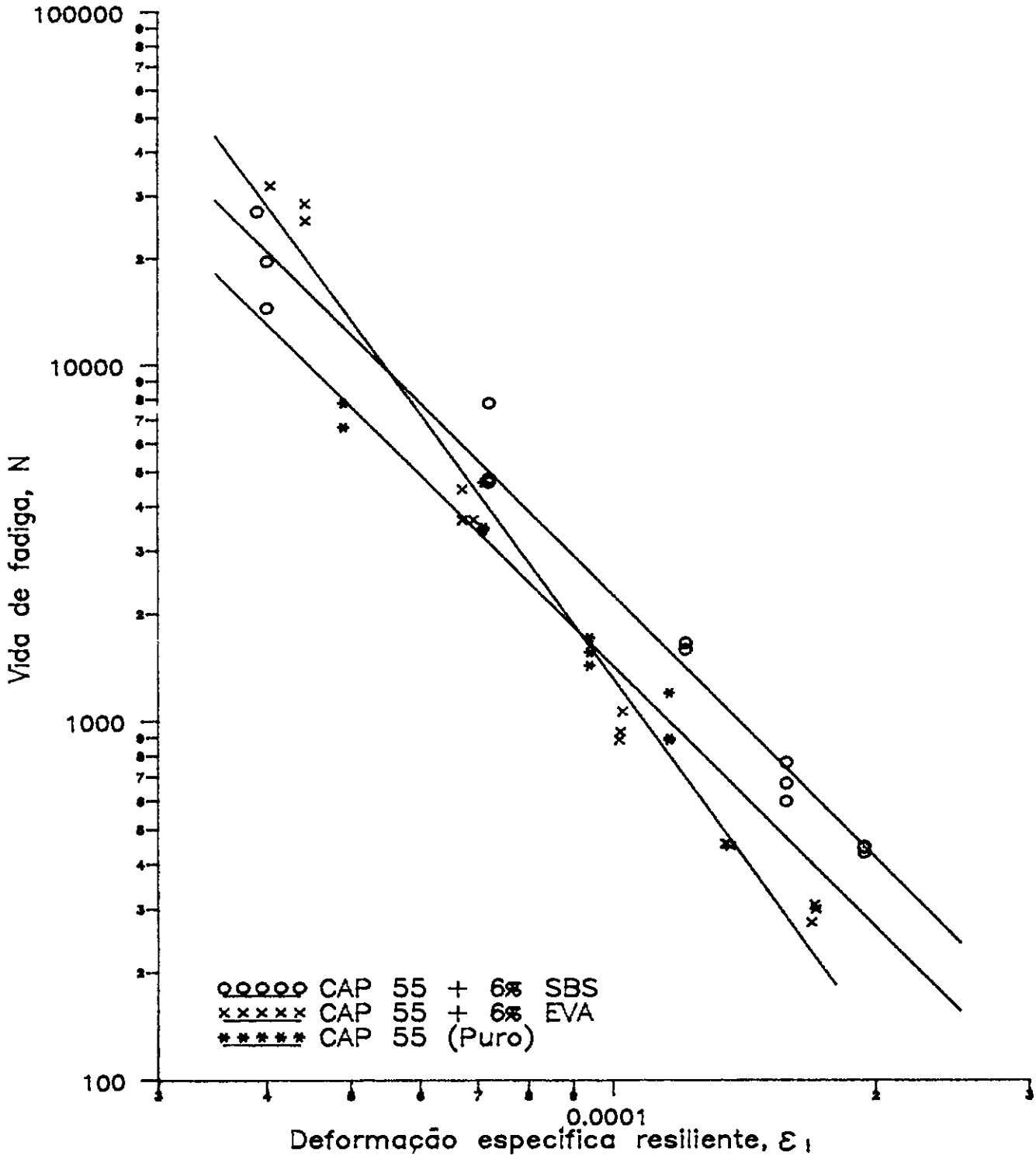


FIGURA 3.13b
VIDA DE FADIGA (N) X DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA RESILIENTE (ε_t)
AMOSTRAS DE CBUQ COM POLÍMERO

3.4 SOLO-BRITA

Em caráter exploratório, foi feito um pequeno estudo de módulo resiliente de uma mistura de solo-brita segundo a proposta de VILLIBOR & NOGAMI (1984), que sugerem a adição de brita à argila fina laterítica para provê-la de maior resistência à deformação plástica e à contração e assim permitir sua utilização como base sob tráfego pesado.

Várias experiências de campo têm sido feitas em São Paulo (BERNUCCI & SERRA, 1990; SERRA & BERNUCCI, 1990) recentemente, além de outras mais antigas (VILLIBOR & NOGAMI, 1990) com grande sucesso. Nesta última referência, os autores comentam que é muito promissor o estabelecimento de critérios de escolha de materiais para uso neste tipo de solução utilizando-se a metodologia MCT e os ensaios de resiliência.

Como contribuição inicial, foi feita então uma primeira experiência na COPPE, utilizando-se uma amostra de solo arenoso fino, cuja porcentagem de argila não é muito elevada porém era o disponível no Laboratório, da qual já se conhecia o comportamento à carga repetida, cujas características constam da Figura 3.14. Adicionou-se à princípio 30% de brita de Nova Iguaçu, cujas características também estão na Tabela 3.5 e Figura 3.5.

Foram confeccionados corpos-de-provas de 10 x 20 cm na umidade ótima e ao longo de toda a curva de compactação, cujas caracteristicas estão na Figura 3.15. Na tabela 3.8 constam os modelos de deformação permanente para o solo puro e o solo-brita obtidos nos ensaios triaxiais de carga repetida, com níveis de tensão bem elevados, correspondentes à posição do material como base. Os corpos-de-prova correspondentes ao ramo seco ficaram tão rígidos que não permitiram registro, enquanto um do ramo úmido apresentou deformações tão acentuadas que com poucas repetições de carga "embarrigou". Após o ensaio de deformação permanente cada corpo-de-prova próximo da umidade ótima foi submetido ao ensaio de módulo resiliente sendo possível definir o modelo que consta da Figura 3.16.

A título de ilustração do efeito da proporção de grãos mais grossos no comportamento estático de um solo, reproduz-se na tabela 3.9, os parâmetros de resistência estática obtidos por RITTER & COSTA FILHO (1990) para um material laterítico de uma barragem. Consideraram os autores pedregulhos até 3/4" e notaram uma mudança de comportamento a partir de 40% de pedregulho adicionado à matriz argilosa, quando então esta matriz deixa de agir de forma preponderante.

ANTONIUTTI & VILAR (1990) apresentam também um estudo da resistência ao cisalhamento estático de misturas de solo laterítico e brita onde mostram um aumento do ângulo de atrito e uma pequena diminuição da coesão com o aumento da porcentagem de brita na mistura.

Tabela 3.8

Deformação permanente dos corpos-de-prova de solo puro e solo brita

N		Solo Puro		Solo Brita			
				CP 01		CP 02	
		$\times 10^{-4}$	%	$\times 10^{-4}$	%	$\times 10^{-4}$	%
1		120	1,20	23	0,23	14	0,14
10		160	1,60	50	0,50	19	0,19
100		270	2,70	164	1,64	26	0,26
200		300	3,00	-	-	27	0,27
300		-	-	194	1,94	-	-
400		-	-	-	-	28	0,28
500		310	3,10	203	2,03	-	-
700		317	3,17	211	2,11	-	-
800		318	3,18	215	2,15	29	0,29
1000		318	3,18	217	2,17	30	0,30
2000		-	-	234	2,34	-	-
3000		-	-	-	-	30	0,30
4000		-	-	239	2,39	-	-
5000		325	3,25	241	2,41	31	0,31
11500		328	3,28	245	2,45	-	-
15600		-	-	-	-	33	0,33
18000		-	-	-	-	34	0,34
19000		329	3,29	245	2,45	-	-
75000		-	-	251	2,51	40	0,40
100000		333	3,33	252	2,52	41	0,41
σ_d		3,15		3,15		3,15	
σ_3		1,05		1,05		1,05	
$\varepsilon_p = AN^B$	A	0,0264		0,0146		0,0009	
	B	0,0230		0,053		0,1305	
	r	0,8160		0,897		0,920	

Tabela 3.9

Parâmetros efetivos de resistência para misturas compactadas

RITTER & COSTA FILHO (1990)

% Pedregulho	Unidade Ótima		Acima da Ótima	
	C'	ϕ'	C'	ϕ'
0	18,8	29,2	13,4	29,1
20	25,2	29,9	28,7	30,2
40	13,9	35,5	9,9	36,6
60	24,3	35,7	16,7	35,2
80	30,9	36,8	-	-

Obs: C' - KPa, ϕ - graus

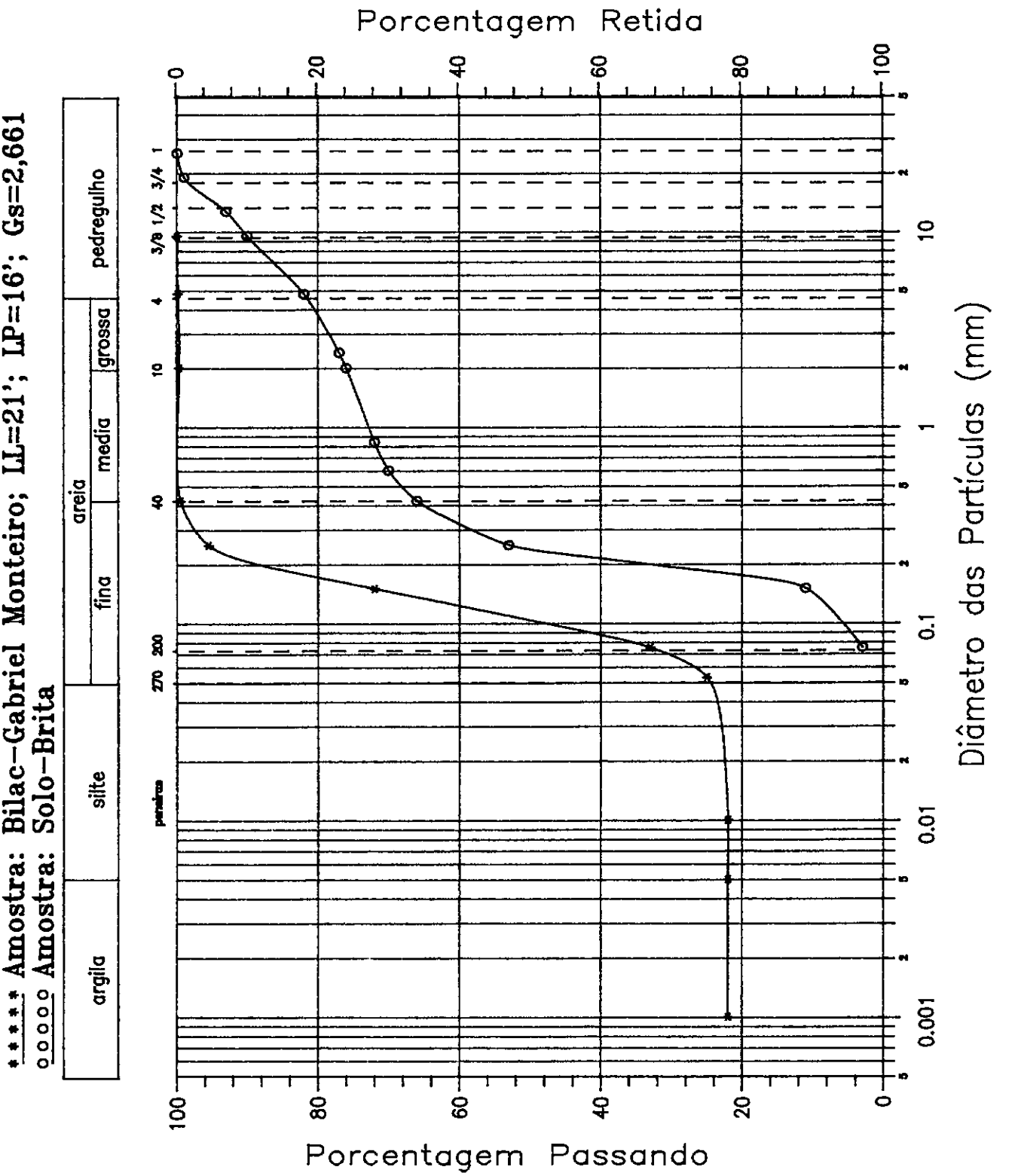
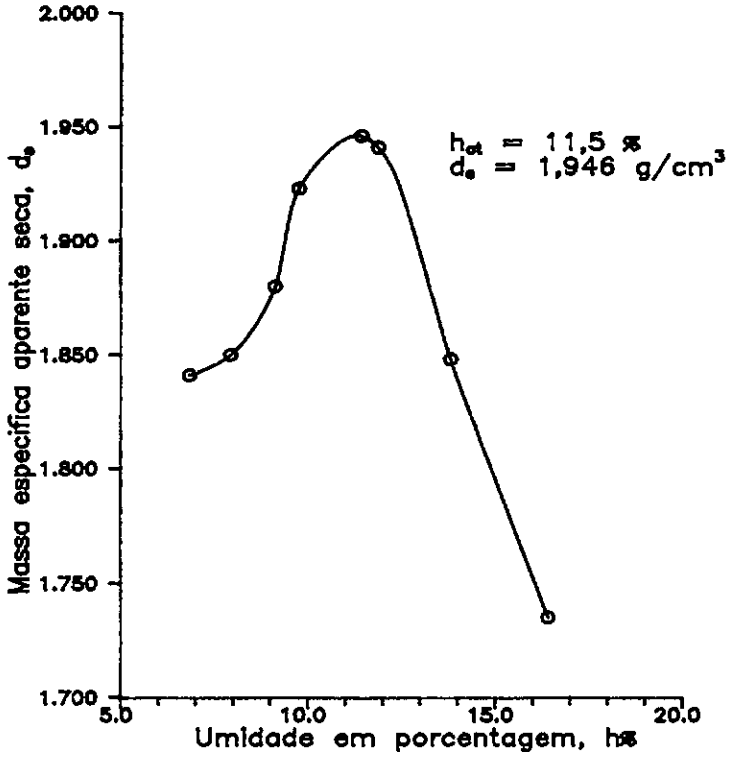
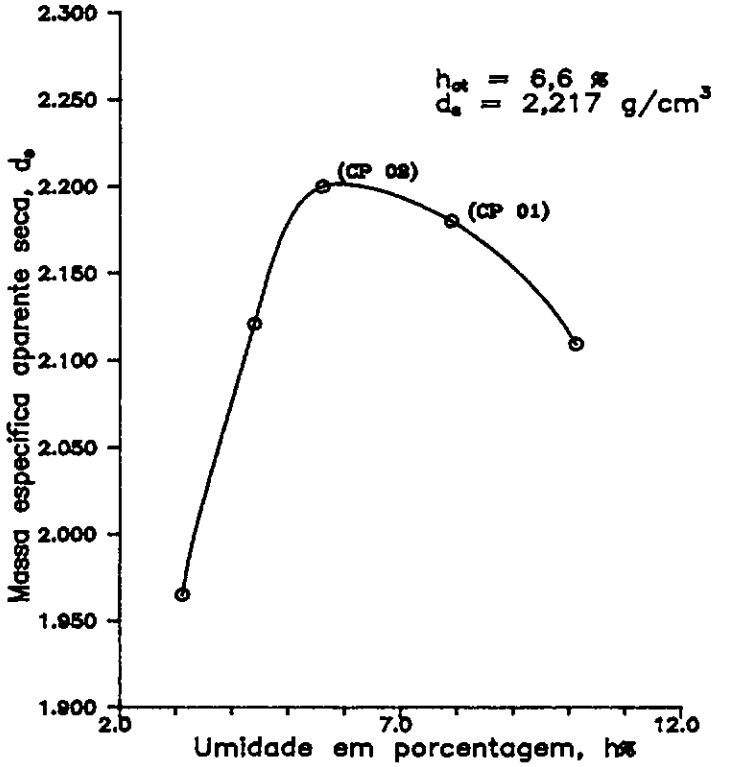


FIGURA 3.14 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS:
a) TRECHO BILAC A GABRIEL MONTEIRO.
b) MISTURA SOLO–BRITA



AMOSTRA: BILAC – GABRIEL MONTEIRO



AMOSTRA: SOLO – BRITA

FIGURA 3.15 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO

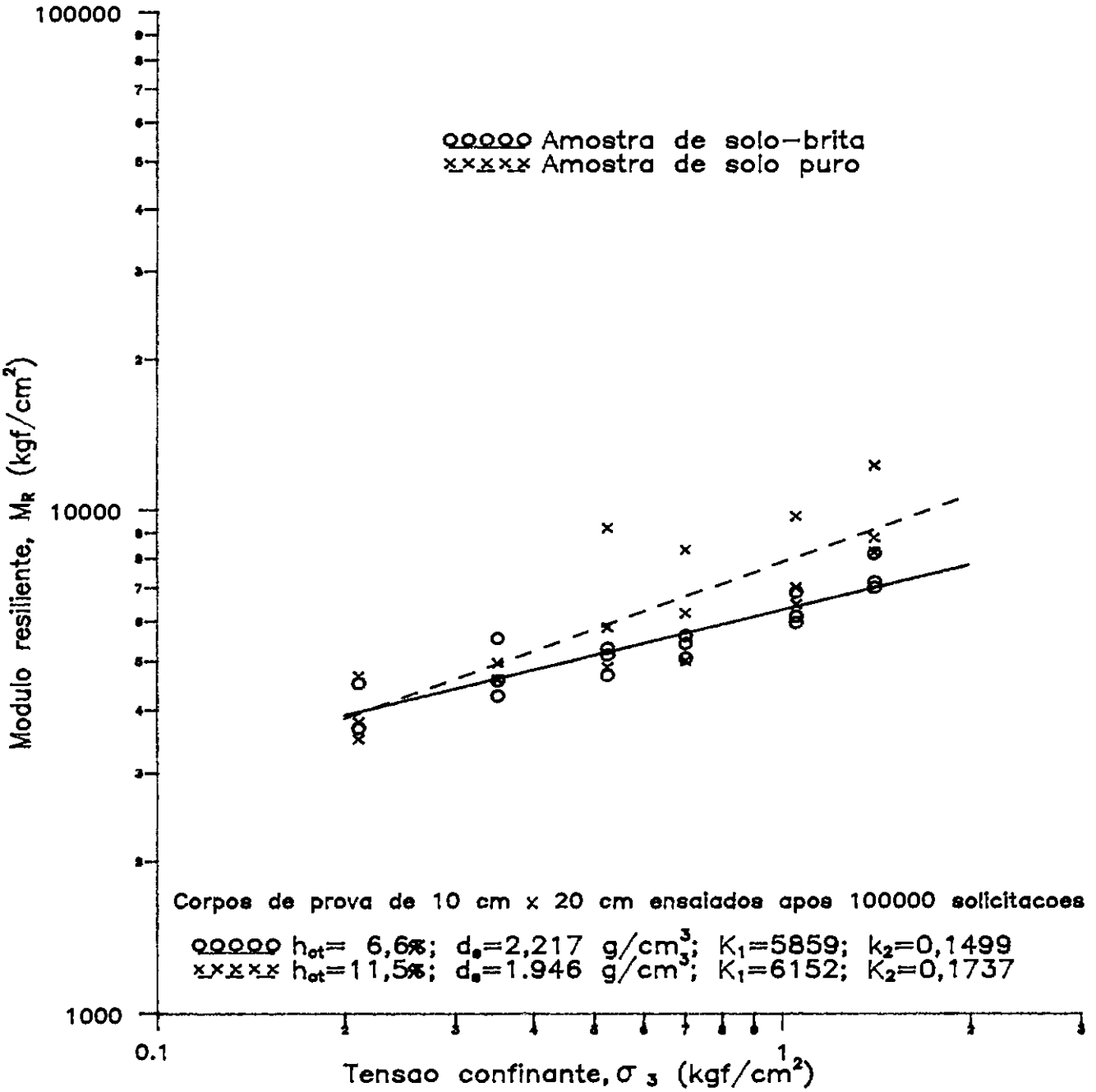
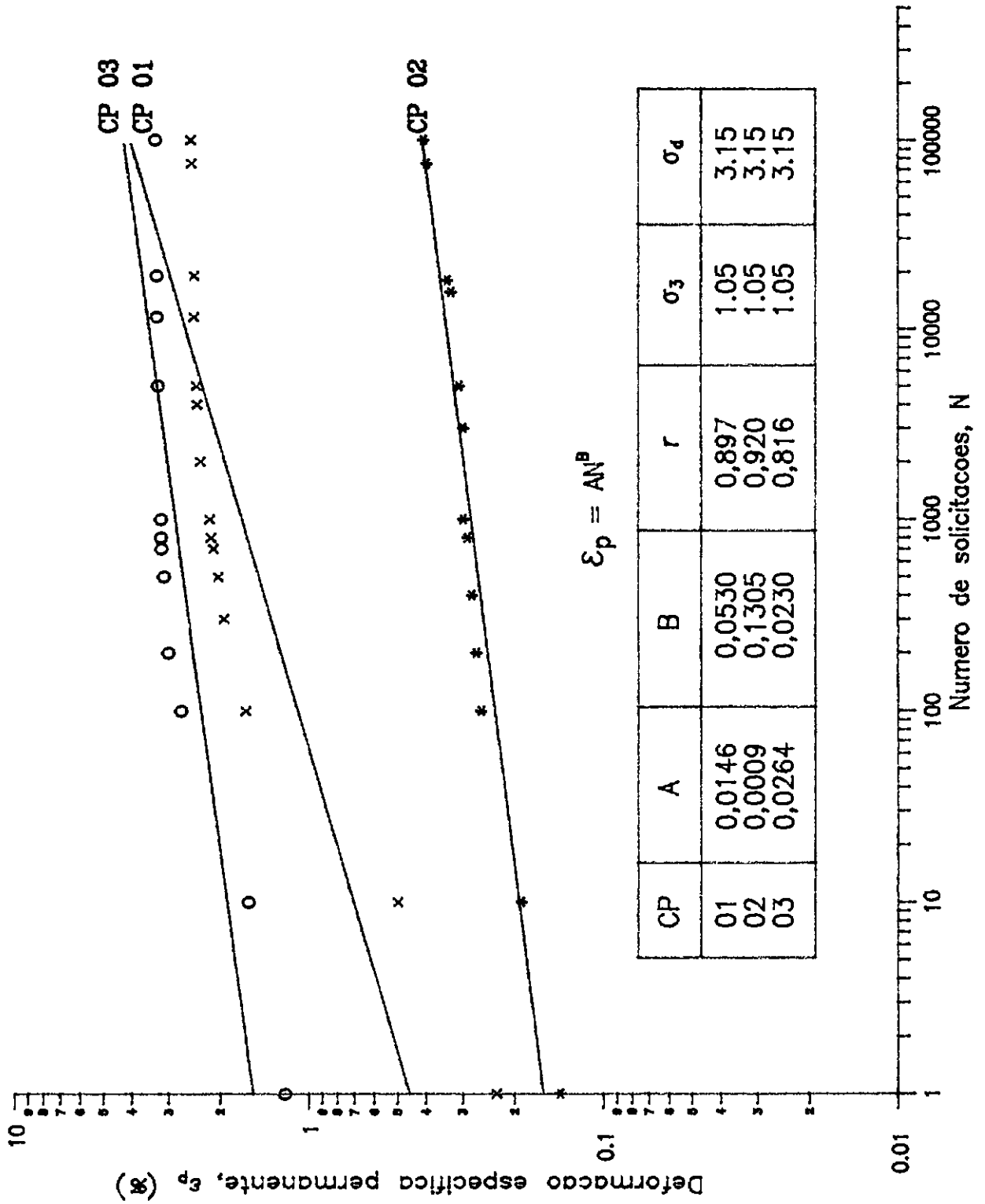


FIGURA 3.16
RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL DAS AMOSTRAS DE SOLO-BRITA E BILAC - GABRIEL MONTEIRO (SOLO PURO)



CP	A	B	r	σ_3	σ_d
01	0,0146	0,0530	0,897	1.05	3.15
02	0,0009	0,1305	0,920	1.05	3.15
03	0,0264	0,0230	0,816	1.05	3.15

FIGURA 3.17
DEFORMACAO PERMANENTE PARA AS AMOSTRAS
DE SOLO PURO E SOLO BRITA

CAPÍTULO 4

ESBOÇO DE MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Para que um novo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis se consolide no país, devem seus fundamentos teóricos e experimentais ser bem esclarecidos e mostrarem-se confiáveis na opinião dos especialistas e futuros usuários. Deve apresentar vantagens comprovadas em relação ao principal método de dimensionamento que tem a chancela do DNER. Além de um sólido embasamento teórico com o tratamento racional dos fatores influentes, deve ser "calibrado" passo a passo no seu desenvolvimento e desdobramentos. Deve ser "aberto" a variações de estruturas de pavimento e a novos materiais, o que não acontece com os métodos empíricos desenvolvidos no exterior e introduzidos no país na década de 50.

Nos últimos dez anos tem-se desenvolvido e divulgado através de inúmeros trabalhos os princípios e aplicações do "método da resiliência", estas últimas se prendendo, principalmente, ao dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis deteriorados. Este progresso na área de Mecânica dos Pavimentos tem conduzido à certeza de que a utilização de ensaios dinâmicos na caracterização de materiais de pavimentação e a análise não linear de sistemas em camadas, proporcionam os melhores parâmetros de projeto e a consideração mais racional de dimensionamento.

Por outro lado, a variabilidade dos parâmetros dos materiais e de projeto deve estar presente na consideração de um método de dimensionamento racional, já que praticamente todos os fatores envolvidos são probabilísticos e não determinísticos, como vêm sendo considerados nos métodos empíricos.

Ainda, a observação sistemática de trechos de estradas ou mesmo a experiência acumulada (mesmo que não sistemática) e divulgada sobre o comportamento dos pavimentos brasileiros já permitem alguns axiomas (MEDINA, 1988), que diferem um pouco dos tradicionalmente aceitos e que expressam características de outros países, de outras condições climáticas e de materiais.

Estes aspectos merecem consideração específica em uma nova proposta de método de dimensionamento.

O objetivo final da tese é esboçar um método de dimensionamento de pavimentos que tente incorporar as novas técnicas de

ensaio de materiais de pavimentação, métodos racionais de cálculo de tensão-deformação nas diversas camadas, influências climatológicas, conceitos de serventia e desempenho e parâmetros de tráfego, consideradas a incerteza e a variabilidade de cada um, resultando num tratamento probabilístico.

Um fluxograma que indica os passos a seguir na definição de um método de projeto que considere os ítens acima está na Figura 4.1.

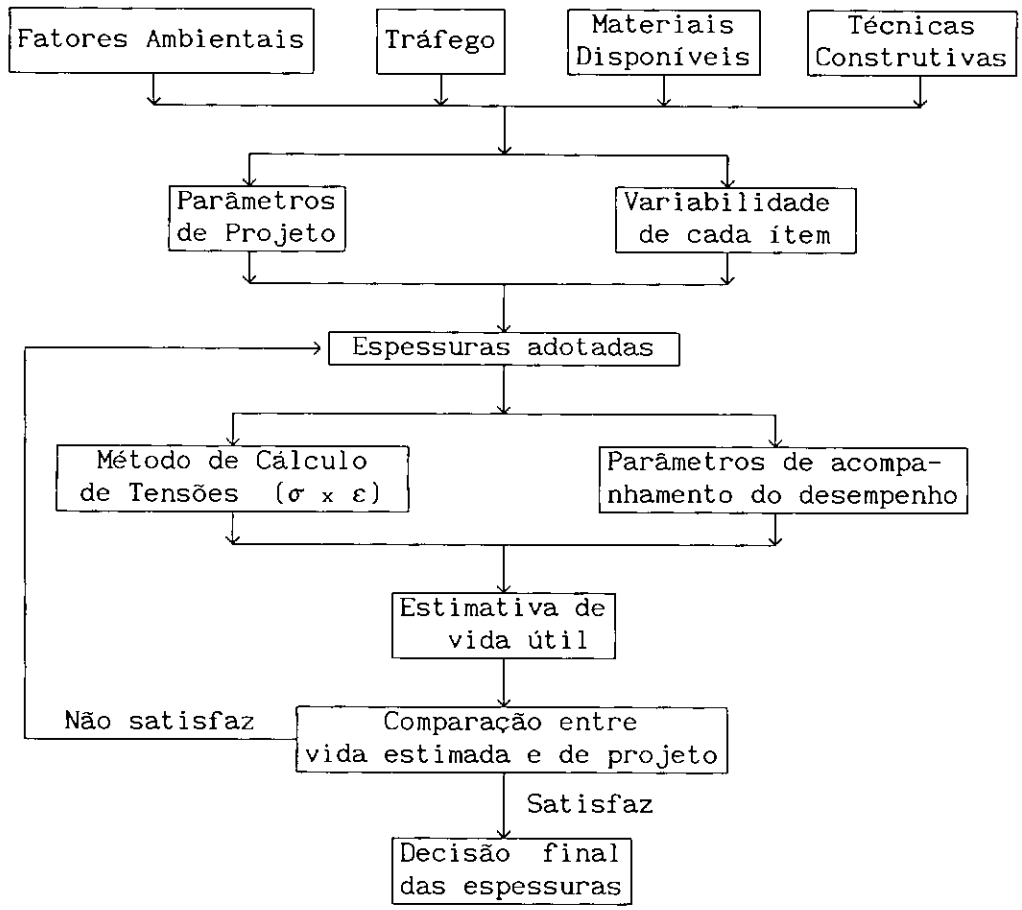


Figura 4.1 - Esquema da proposta de método de dimensionamento

Os fatores ambientais são importantes para considerar a condição específica de cada local nos aspectos que afetam a trabalhabililidade e o desempenho das camadas, quer sob a influência da temperatura como da umidade. Devem ser considerados a radiação solar, velocidade dos ventos, temperatura do ar, que, junto com as propriedades térmicas dos materiais, permitem estimar as temperaturas médias e/ou máxima e mínima de cada trecho. Com o conhecimento da precipitação e evapotranspiração, considerada a drenagem do pavimento, pode-se estimar a umidade de equilibriio do subleito e camadas.

Do tráfego é essencial se conhecer a carga por roda e os pesos totais dos veículos, o volume de tráfego, a velocidade dos veículos, a taxa de veículos/mês ou dia, a composição da frota, entre outros. É necessário se poder estimar de alguma forma o efeito destrutivo de cada passagem de veículo bem como o número de veículos que utilizarão a rodovia durante o período de projeto.

Os materiais disponíveis devem ser estudados de forma exaustiva, porém racional, visando definir variabilidades porventura existentes e modelos de comportamento à tensão e deformação que possibilitem o estudo de sistemas em camadas por teorias elásticas de forma a compatibilizar espessuras e esforços.

As técnicas construtivas bem como o controle tecnológico da execução de campo são elementos muito importantes na definição da confiabilidade final do método.

Os parâmetros de projeto devem expressar de forma adequada todos os ítens anteriores, e serem confiáveis dentro de um certo nível pré-estabelecido.

O método de cálculo das espessuras deve se ater aos fundamentos teóricos da Mecânica dos Pavimentos, melhor detalhados ao longo do trabalho.

Os parâmetros escolhidos como definidores do desempenho do pavimento são elementos importantíssimos na definição da vida útil de um trecho e na reavaliação periódica do método.

A estimativa da vida útil através de equações adequadas se prende a valores comprovados de medições de comportamento quer em laboratório, quer em campo. A comparação sistemática com novos trechos/ensaios deve balizar a reavaliação continuada da estimativa.

O dimensionamento final deve levar a estruturas otimizadas em termos de consumo de fadiga para que o pavimento dure o maior tempo possível.

Em resumo, é necessário se projetar para um dado nível de confiabilidade ou probabilidade de sucesso, quantificando os riscos assumidos no projeto, otimizando as estruturas por consideração da variabilidade e avaliando economicamente os custos de construção e as técnicas construtivas.

4.1 EQUIVALÊNCIA DE CARGAS DE EIXOS QUANTO AO PODER DESTRUTIVOS

A definição das cargas atuantes em relação à solicitação do pavimento tem duas dificuldades básicas:

1 - é grande a variedade de configurações de caminhões e cargas por eixo, e precárias, no país, as projeções do volume de tráfego futuro;

2 - o poder destrutivo não depende apenas da intensidade e freqüência das carga, mas da própria estrutura do pavimento, sendo seu suporte ou reação dependente das condições climáticas e grau de deterioração.

Os métodos correntes de dimensionamento de pavimentos flexíveis de rodovias solucionam esta dificuldade transformando o espectro das cargas atuantes nas suas mais diversas configurações em número de passagens de um eixo padrão. Os fatores de equivalência de carga proveem de resultados de pistas experimentais dos EEUU, para determinados tipos de pavimentos e condições particulares de solos e clima, que não são necessariamente as de outras regiões ou países. Fatores climáticos procuram, de forma precária, fazer as transposições para diferentes climas.

Dois fatores de equivalência de carga são utilizados atualmente no país. Fazem parte dos métodos de projeto de pavimentos flexíveis do DNER (1966) e projeto de reforço DNER PRO 159/85.

De modo racional a consideração do efeito destrutivo de um eixo carregado depende da estrutura do pavimento, e esta é estabelecida em função das cargas do tráfego, donde um processo iterativo. O elo deste processo é o nível de tensão ou de deformação na posição mais crítica da estrutura, associado ao acúmulo de trincas ou de deformações permanentes, face à resistência à fadiga dos materiais ou à distorções da estrutura que inviabilizem o tráfego seguro e confortável.

PEREIRA (1985) faz uma análise detalhada dos fatores de equivalência propostos pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USCE) e adotados por SOUZA (1966) quando este estruturou o método de dimensionamento do DNER, que, com pequenas modificações, tem sido utilizado até hoje. Mostra o Professor Armando Martins Pereira as simplificações estabelecidas pelo USCE bem como as hipóteses implícitas na obtenção dos fatores de equivalência. Basicamente são equivalências quanto à deformação máxima de compressão admissível no subleito, considerando a repetição das cargas só como um fator de acumulação de

deformação permanente. Propõe Pereira outros quatro procedimentos para cálculo dos fatores de equivalência, alterando essencialmente a geometria do carregamento, a espessura do pavimento e o número de coberturas,[1] embora continuando a utilizar as mesmas equações básicas de dimensionamento do USCE. No quarto procedimento proposto, os fatores de equivalência de carga obtidos são função da carga por eixo, do CBR do subleito e da espessura do pavimento, além naturalmente, do tipo de eixo. É um enfoque racional mais completo do que os demais e que resultou também numa proposta de dimensionamento iterativo, esquematizada na Figura 4.2. Aplicando os quatro procedimentos propostos pelo estudo, Pereira obteve variações de até duas vezes o número N do maior para o menor valor calculado. Porém, ao levar esta variação para o gráfico de dimensionamento de espessura do DNER, verificou que as diferenças de espessuras são pouco significativas, mostrando que este parâmetro influi pouco no projeto pelo método proposto.

A pouca influência do número N na espessura de projeto pelo método do USCE/DNER parece ser coerente com a hipótese inicial do dimensionamento se basear somente na deformação permanente do subleito, sem consideração explícita sobre a fadiga do revestimento. Também, os fatores do USCE/DNER são altamente dependentes do número de cobertura adotado para o eixo padrão (5.000) o que não parece conveniente.

Pereira conclui que o procedimento adotado pelo DNER (1966), para obter os seus fatores de equivalência de cargas parece arbitrário, além de não coincidirem as dimensões dos eixos adotados com as medidas médias dos eixos reais que circulam no Brasil atualmente.

À época em que estes fatores de equivalência foram estabelecidos não existiam veículos de eixos traseiros em tandem triplo e, portanto, para estes foram estabelecidos posteriormente os fatores de equivalência, não se conhecendo como foram determinados.

Os fatores de equivalência propostos pela AASTHO (1986) tem como base a redução da qualidade da serventia, medida pelo PSI, de cada configuração de eixo (simples, duplo ou triplo) em comparação àquela causada pela aplicação do eixo padrão. As equações de obtenção destas relações levam em conta a própria composição do pavimento expressa pelo Número Estrutural, e o índice de serventia final admissível para cada configuração de eixo. Para cálculo do número N tem-se o processo

---

[1] Cobertura: "Verifica-se uma cobertura do pavimento pelo tráfego quando todos os pontos da seção transversal de uma faixa tiverem sido solicitados pelas rodas pelo menos uma vez" (MEDINA (1988a).

iterativo em que se adota um número estrutural (SN), correspondente a um certo arranjo de espessuras e materiais.Selecionam-se os fatores de equivalência, a partir dos quais se recalcula o SN, comparando-o com o admitido a priori. Se esta diferença não for aceitável, refaz-se o cálculo de N e determina-se então novo SN, continuando o processo até que a diferença seja aceitável. Recomenda o manual adotar-se como primeira alternativa o valor de SN = 5, e como diferença aceitável de espessuras adotada e calculada o valor de uma polegada de CBUQ. Para este valor de número estrutural e para a serventia final de 2,5 os fatores de equivalência de carga para eixos simples, duplos e triplos apresentados no Manual, foram trabalhados para obter as expressões usuais, que estão na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Fatores de equivalência de carga para SN = 5, Índice Serventia Terminal = 2,5 (AASTHO, 1986).

Tipo Eixo (roda dupla)	Equações (P^* em tf)
simples	$FC = \left(\frac{P}{8,17} \right)^{3,94}$ r = 0,9997
duplo	$FC = \left(\frac{P}{15,08} \right)^{3,91}$ r = 0,9992
triplo	$FC = \left(\frac{P}{22,95} \right)^{3,95}$ r = 0,9990

P^* - peso bruto total do eixo

A pesquisa ICR (1977) estabeleceu equações de fatores de equivalência a partir dos valores propostos pela AASHTO em seu guia provisório de 1972, e que foram adotados como parte da Norma DNER-PRO 159/85 para projeto de restauração baseado nessa pesquisa citada. As equações são as indicadas na Tabela 4.2.

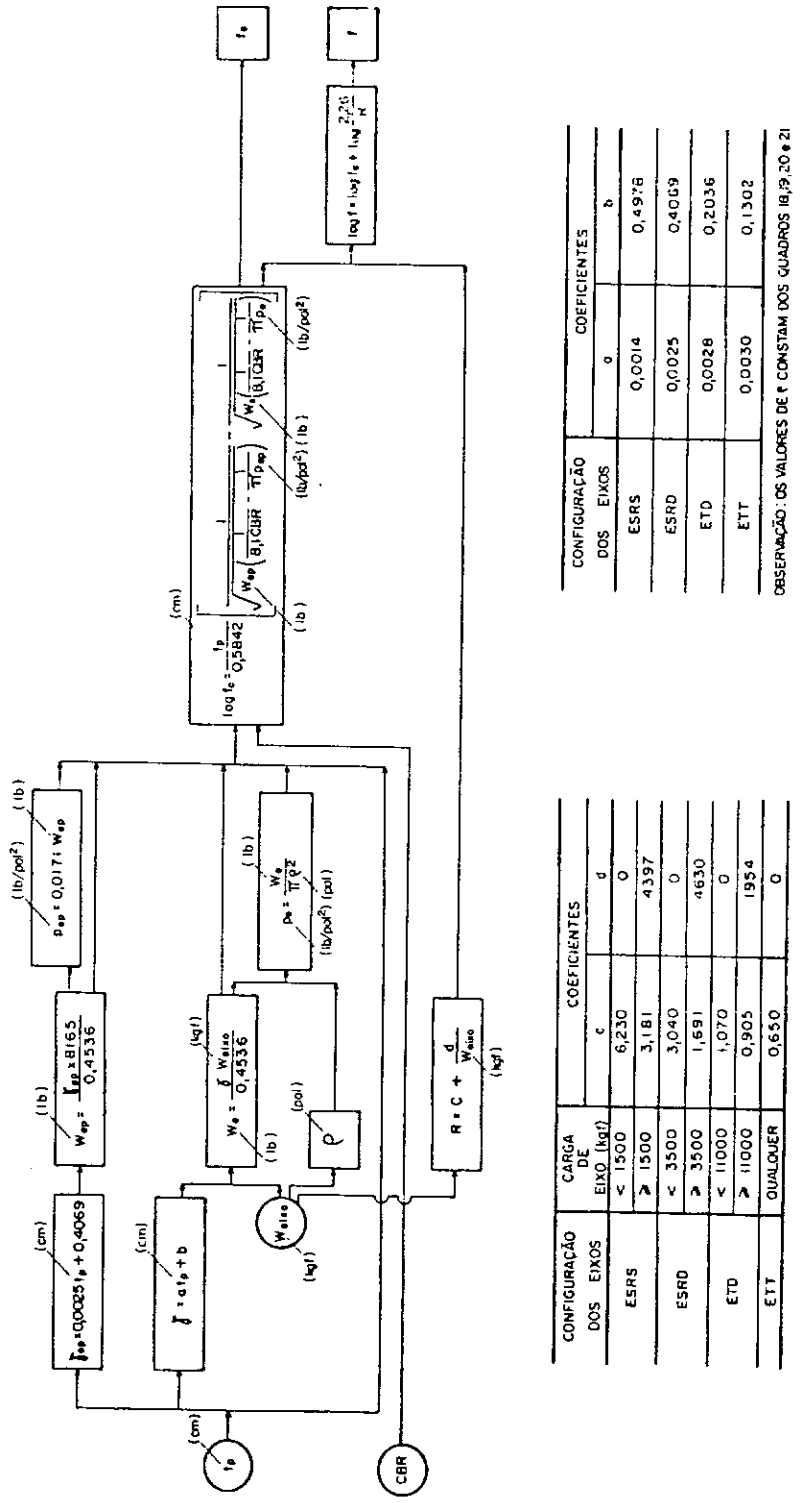
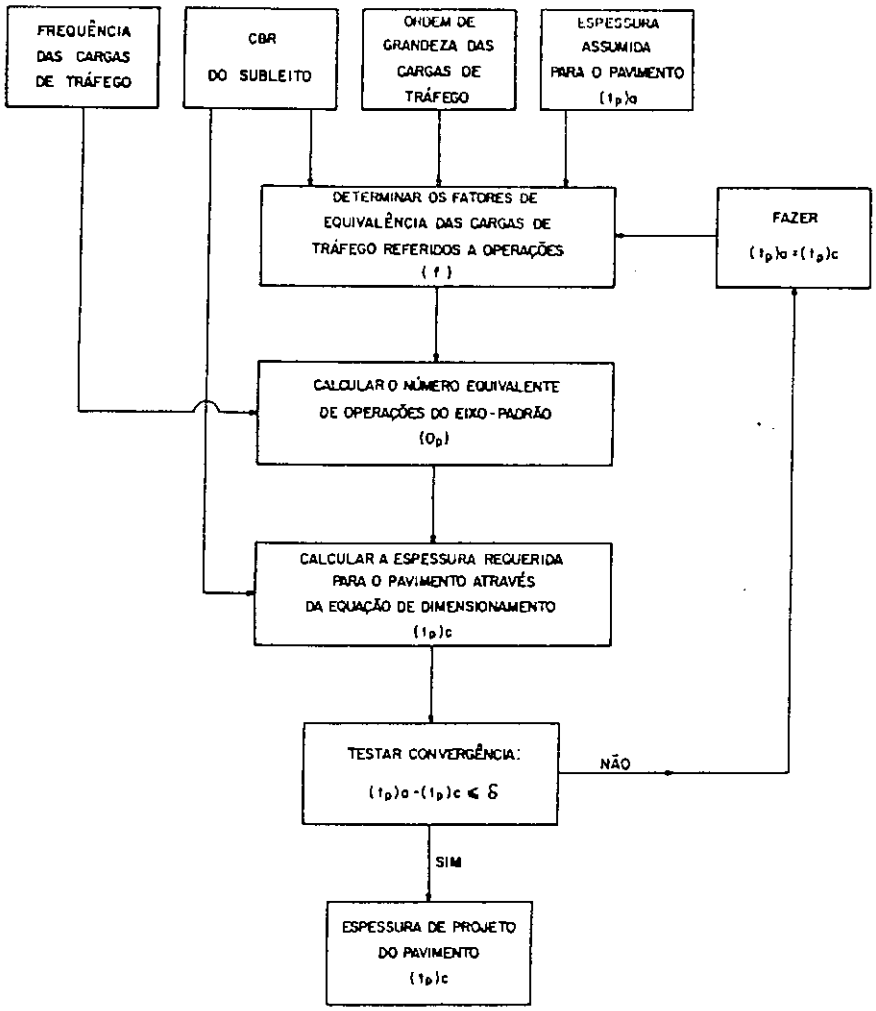


Figura 4.2a - Fluxograma para o cálculo dos fatores de equivalência segundo PEREIRA (1985).



FLUXOGRAMA PARA O DIMENSIONAMENTO IDEALÍSTICO DO PAVIMENTO (4º PROCEDIMENTO)

Figura 4.2b - Fluxograma da proposta de método de dimensionamento de PEREIRA (1985).

Tabela 4.2 - Fatores de Equivalência adotados na Norma PRO 159/85 - DNER

Tipo de eixo	Equações (para P^* em tf)
simples de rodagem simples	$FC = \left(\frac{P}{7,77} \right)^{4,32}$
simples de rodagem dupla	$FC = \left(\frac{P}{8,17} \right)^{4,32}$
tandem duplo (rod. dupla)	$FC = \left(\frac{P}{15,08} \right)^{4,14}$
tandem duplo (rod. dupla)	$FC = \left(\frac{P}{22,95} \right)^{4,22}$

P^* - peso bruto total do eixo

Para obtenção destas relações adotaram-se o SN de 3 e o índice de serventia final de 2,0. Nesta época o guia provisório da AASHTO não fornecia ainda fatores de equivalência para eixos tandem triplos. Para estes utilizou-se como referência um trabalho de Austin (QUEIRÓZ (1980)) que é baseado nas tensões de compressão no subleito, fugindo então do esquema utilizado para as outras configurações. Com o mesmo tipo de equação e os dados atuais do manual da AASHTO (1986) obtém-se para eixo tandem triplo um expoente igual a 4,00.

Os valores de fatores de equivalência estrutural calculados por estas equações são bastante diferentes e menores do que aqueles adotados pelo DNER provenientes do USCE, fazendo com que os números N calculados por um ou outro método sejam diferentes. Por exemplo, para eixo triplo segundo DNER,

$$FC = 6,60 \left(\frac{P}{22,95} \right)^{4,42} .$$

SCHMIDT & CERATTI (1987) propõem uma análise dos fatores de equivalência de carga através dos métodos de reforço atualmente empregados no Brasil, utilizando as expressões de deflexão admissível de

cada um deles, bem como algumas premissas:

- proporcionalidade linear entre cargas e correspondentes deflexões;
- validade das relações entre deflexões admissíveis e parâmetros de tráfego;
- fator de equivalência de carga definido pela expressão: $f_e = N_1/N_2$, onde:

  N_1 - número admissível de passagens do eixo padrão correspondente à deflexão D_1 provocada pela carga Q_1.

  N_2 - número admissível de passagens do eixo padrão correspondente à deflexão D_2 provocada pela carga Q_2 = 8,2 t (eixo padrão).

Para o método de reforço PRO 10/79 obtiveram:

$$a) f_e = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{6,038} \text{, considerando "EWL"}$$

$$b) f_e = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{5,706} \text{, considerando "N"}$$

Para o método de projeto de reforço PRO 11/79 obtiveram:

$$f_e = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{5,682}$$

Para o método de projeto de reforço TECNAPAV obtiveram:

$$a)\ f_e = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{3,922} \text{, para espessuras maiores do que 10 cm}$$

$$b)\ f_e = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{5,682} \text{, para espessuras menores do que 10 cm}$$

Apresentaram os autores quadros comparativos entre os fatores de equivalência calculados por estas equações e também pelo USCE/DNER (1966) e AASHTO/DNER (1985). Ficam evidenciadas as grandes diferenças entre eles, para todos os tipos de eixos, sendo os menores valores os da AASHTO/DNER e os maiores os do USCE/DNER chegando os últimos a ser 10 vezes maiores que os primeiros, para grandes valores

da carga.

YAMANOKUCHI & INOUE (1989) citam um expoente igual a 4 para transformar o dano causado por uma carga de roda qualquer em carga padrão (no caso igual a 5 tf).

TOSTICARELLI E OUTROS (1989) propõem para o cálculo do fator equivalência (f_e):

$$f_e = \left(\frac{P}{P_{padrão}} \right)^n$$

n = 4 - para pavimentos flexíveis com menos de 15 cm de camadas asfálticas;

n = 5 a 6 - para pavimentos flexíveis com mais de 15 cm de camadas asfálticas;

n = 8- para estruturas semi-rígidas com 15 a 30 cm de materiais tratados com ligantes hidráulicos;

n = 10 a 12 - para estruturas com mais de 30 cm de materiais tratados com ligantes hidráulicos e ou pavimentos de concreto.

PREUSSLER & PINTO (1984) propõem fatores de equivalência para aeronaves em termos de deformação específica de tração máxima nos revestimentos para os trens de pouso mais comuns, em termos de eixo padrão de 8,2 t. Estes fatores foram estabelecidos através de uma estrutura de pavimento básica, com 10 cm de revestimento e espessura variável de base, com auxílio dos programas Fepave e Elsym. As correlações obtidas foram as seguintes:

- eixo simples de roda simples:

$F_e = 0,07389\ P^{1,085}$ para base granular de 45 cm

$F_e = 0,0878\ P^{1,098}$ para base granular de 75 cm

- eixo simples de rodas duplas:

$F_e = 0,0543\ P^{1,235}$ para base granular de 45 cm

$F_e = 0,0615\ P^{1,234}$ para base granular de 75 cm

- eixo tandem duplo:

$F_e = 0,0132\ P^{1,385}$ para base granular de 45 cm

$F_e = 0,0168\ P^{1,367}$ para base granular de 75 cm

onde: P é a carga total do eixo considerado.

Os autores chamam a atenção para a pequena influência da

espessura da base granular no fator de equivalência. Porém não foram testadas espessuras variáveis de revestimento, nem tipos diversos de estruturas.

RODRIGUES (1987) estabeleceu modelos de obtenção de carga de roda simples equivalente em termos de deflexões superficiais para diversas configurações adotando a equação $\bar{Q} = Q + QF_i$ onde Q é a carga que atua numa roda e F_i é o fator de influência das diversas rodas que compõem o eixo. Estabeleceu para F_i uma função da forma: $F_i = \exp[-(D/R)^n]$, onde D é a distância entre centros das rodas e R é o raio, n seria então um fator de equivalência. Calculando-se este valor para várias estruturas de pavimento utilizando o programa ELSYM pode estabelecer a seguinte expressão:

$$n_1 = 4,8793\ H_R^{-0,8058}\ M_{RV}^{-0,3593}\ M_B^{-0,07506}\ M_{SL}^{0,432}\ Q^{0,1716}$$

onde: H_R - espessura do revestimento
M_{RV} - módulo do revestimento
M_B - módulo da base
M_{SL} - módulo do subleito
Q - carga atuante em uma roda

Este cálculo de roda equivalente feito em termos de tensão vertical no subleito, tem-se a expressão $F_i = \exp[-(D/Z)^n]$, sendo Z a profundidade do subleito, ou seja, a espessura total do pavimento. Neste caso, para as mesmas estruturas anteriores, a expressão de n seria:

$$n_2 = 4,1787\ H_R^{-0,4976}\ H_B^{0,06373}\ M_{RV}^{-0,2895}\ M_B^{0,06548}\ M_{SL}^{0,2281}\ Q^{0,185}$$

Se considerada a tensão horizontal de tração na base do revestimento, a expressão de Fi é a mesma anterior e n é obtido por:

$$n_3 = 0,841474\ H_R^{0,2107}\ M_{RV}^{-0,2682}\ M_B^{0,06993}\ M_{SL}^{0,1951}$$

Comparando-se estas expressões pode-se notar que, conforme o parâmetro adotado como referência, as diversas variáveis consideradas têm influências diferentes. Certamente, qualquer variável que afete a resposta mecânica ou a ruptura do pavimento sob a ação do tráfego é potencialmente um elemento que poderá afetar significativamente os fatores de equivalência de carga. Pode-se listar basicamente:

a) variáveis da carga: grandeza da carga, pressão de contato, configuração do eixo e espaçamento entre eixos e rodas;

b) variáveis do pavimento: módulo de deformação, resistência à ruptura e espessura de cada uma das camadas e do subleito;

c) comportamento mecânico da estrutura do pavimento em conjunto;

d) formas de se considerar a definição de ruptura e/ou defeitos.

Uma análise teórico-experimental por mais simples que fosse, exigiria um enorme esforço para englobar todos estes aspectos e não será objeto deste trabalho. A contribuição dada por PEREIRA (1985) nas medições reais das variáveis de carga que circulam em rodovias brasileiras, e a abordagem sugerida por RODRIGUES (1987) podem e devem ser explorados futuramente numa complementação deste trabalho.

Como já comentado, a base de decisão sobre a determinação da equivalência pode ser tomada através do critério de iguais deflexões, iguais tensões verticais no subleito ou iguais deformações específicas máximas de tração no revestimento.

Aceitando-se as hipóteses básicas do critério de ruptura por fadiga, o mais lógico será usar a deformação máxima de tração no revestimento para obtenção dos fatores de equivalência de carga, visto que:

a) o fator determinante da ruptura nos pavimentos brasileiros tem sido a fadiga do revestimento (por comprovação de campo e pelos motivos já mencionados anteriormente);

b) o parâmetro responsável pela fadiga das misturas betuminosas é a deformação específica máxima de tração na fibra inferior do revestimento;

c) no ponto crítico, a deformação principal máxima é praticamente horizontal;

d) sob carregamento simples, a ruptura do revestimento é governada pela equação:

$$N = K \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^n$$

N - número de aplicações de carga necessárias para atingir a ruptura por fadiga

ε_i - deformação máxima da tração (inicial)

K, n - coeficientes experimentais

e) é válida a lei de Miner, que se expressa por:

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1$$

onde: n_i - número de aplicações da deformação e_i correspondente a carregamentos P_i;

N_i - número de aplicações da deformação e_i que resulta em ruptura.

Um fator de equivalência de cargas, portanto, pode ser definido pelas tranformações abaixo indicadas:

$$Fe_i = \frac{Np}{N_i} \text{ ; mas } N_i = K \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^n \text{ e portanto } Fe = \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_p} \right)^n$$

onde: N_p e ε_p referem-se à carga padrão adotada;

n - constante da equação de fadiga da mistura a ser empregada.

Na COPPE já se teve oportunidade de ensaiar à fadiga sob tensão controlada quinze misturas diferentes conforme mostra a Tabela 3.6 (do item anterior), que representam boa parte das mais comuns no país. Considerando-se somente as misturas do CENPES, nota-se que o expoente n variou de 2,05 a 2,89 o que pode ser bem significativo nos cálculos dos fatores de equivalência. A dificuldade porém estaria na determinação das deformações iniciais, visto que estas dependem da estrutura que ainda se vai dimensionar, donde a necessidade de um método iterativo.

Para exemplificar, foi considerada uma estrutura de três camadas, para a qual se calculou através do FEPAVE a deformação específica de tração considerando-se um eixo simples de roda dupla carregado desde 4,1 tf até 32,8 tf. As Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam os resultados para 5 e 10 cm de revestimento. Para este caso, e 5 cm de espessura do revestimento, por exemplo, para 16,4 tf, o Fe seria 2,95 se n = 2,05 e 4,59 se n = 2,89. Para a mesma carga, se a espessura do revestimento fosse 10 cm, os fatores de equivalência seriam,

respectivamente, 3,58 e 6,03, para n = 2,05 e 2,89.

Como os ensaios de fadiga à tensão controlada representam o extremo mais severo do comportamento possível dos revestimentos, é provável que os expoentes das curvas de fadiga à deformação controlada' que estão em vias de desenvolvimento na COPPE sejam menores do que estes. Mas, também, aqui, adiciona-se um elemento complicador que seria definir se a estrutura é melhor modelada por ensaios à tensão ou à deformação controlada.[2]

Para tentar estimar o expoente para o fator de equivalência da forma mais comum como vem sendo empregada na literatura,

$$f_e = \left(\frac{P}{P_{padrão}} \right)^n ,$$

fez-se uma regressão com os dados das Tabelas 4.3 e 4.4 obtendo-se:

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{padrão}} \cong \left(\frac{P}{P_{padrão}} \right)^{0,8869} \quad \text{para } H_R = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{padrão}} \cong \left(\frac{P}{P_{padrão}} \right)^{0,7869} \quad \text{para } H_R = 5 \text{ cm}$$

Considerando a expressão do $F_e = \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_p} \right)^n$ e n variando entre 2,05 e 2,89 (Tabela 3.6), vem:

$$f_e = \left(\frac{P}{P_{padrão}} \right)^{1,82 \text{ a } 2,56} , \text{ para } H_R = 10 \text{ cm}$$

$$f_e = \left(\frac{P}{P_{padrão}} \right)^{1,61 \text{ a } 2,27} , \text{ para } H_R = 5 \text{ cm}$$

---

[2] Nota sobre Fator Modo

A forma mais comum de se avaliar se uma estrutura trabalha à tensão ou à deformação controladas tem sido o Fator Modo proposto por MONISMITH & DEACON (1969).

Tabela 4.3 - Estudo da influência da carga por roda para revestimento de 5cm

(a) Valores calculados

Eixo (t)	Pressão Kgf/cm^2	D	% deflexão			σ_v Kgf/cm^2	Rev. $\varepsilon_t x10^{-4}$	sl $\varepsilon_v x10^{-4}$	sb $_v x10^{-4}$
			CA	B+SB	SL				
4,1	2,8	60	0,7	95,7	3,6	0,21	2,7	0,3	9,6
8,2	5,6	100	0,8	93,7	5,5	0,59	4,9	0,9	14,6
10,0	6,8	116	1,0	92,9	6,1	0,81	5,7	1,2	17,2
12,3	8,4	132	1,2	91,8	7,0	0,94	6,7	1,7	18,7
16,4	11,2	160	1,3	90,4	8,3	1,48	8,3	2,4	22,3
32,8	22,4	258	1,7	86,7	11,6	3,10	14,0	5,3	35,2

(b) Relação ao padrão

Pressão i / Pressão p	D_i/D_p	% Deflexão i/% Deflexão p			σ_{vi}/σ_{vp}	$\varepsilon_{ti}/\varepsilon_{tp}$	$\varepsilon_{vi}^{(sl)}/\varepsilon_{vp}$	$\varepsilon_{vi}^{(sb)}/\varepsilon_{vp}$
		CA	B+SB	SL				
0,5	0,6	0,875	1,020	0,655	0,356	0,551	0,333	0,658
1,0	1,0	1,0	1	1	1	1	1	1
1,2	1,16	1,25	0,989	1,109	1,373	1,163	1,333	1,178
1,5	1,32	1,50	0,980	1,273	1,593	1,367	1,889	1,281
2,0	1,60	1,625	0,965	1,509	2,508	1,694	2,667	1,527
4,0	2,58	2,125	0,925	2,109	5,254	2,857	5,889	2,411

Tabela 4.4 - Estudo da influência da carga por roda para revestimento de 10cm

(a) Valores calculados

Pressão	Dx10-2 mm	% deflexão			σ_v Kgf/cm^2	$\varepsilon_t x10^{-4}$	sl $\varepsilon_v x10^{-4}$	sb $\varepsilon_v x10^{-4}$
		CA	B+SB	SL				
2,8	36	4,5	91,0	4,5	0,10	1,5	0,1	5,8
5,6	64	4,6	90,2	5,2	0,28	1,9	0,3	9,8
6,8	76	4,8	89,6	5,6	0,39	3,5	0,4	11,0
8,4	90	5,0	88,5	6,5	0,53	4,2	0,6	12,5
11,2	110	5,5	86,8	7,7	0,80	5,4	0,9	14,9
22,4	178	10,4	78,0	11,6	1,98	9,5	2,5	22,8

(b) Em relação ao padrão

Pressão i / Pressão p	D_i/D_p	% Deflexão i/% Deflexão p			σ_{vi}/σ_{vp}	$\varepsilon_{ti}/\varepsilon_{tp}$	$\varepsilon_{vi}/\varepsilon_{vp}^{SL}$	$\varepsilon_{vi}/\varepsilon_{vp}^{SB}$
		CA	B+SB	SL				
0,5	0,563	0,978	1,009	0,865	0,357	0,517	0,333	0,592
1,0	1	1	1	1	1	1	1	1
1,2	1,188	1,043	0,993	1,077	1,393	1,207	1,333	1,122
1,5	1,406	1,087	0,981	1,250	1,893	1,448	2,000	1,276
2,0	1,719	1,196	0,962	1,481	2,857	1,862	3,000	1,520
4,0	2,781	2,261	0,865	2,231	7,071	3,276	8,333	2,327

Por outro lado, a avaliação mais simples que se faz da capacidade estrutural de um pavimento em serviço é a medição de deflexão no campo. Até o momento vem se empregando quase que exclusivamente a viga Benkelman. Estudos anteriores (MEDINA, 1988, PREUSSLER, 1983, entre outros) mostram que a deflexão calculada pelo FEPAVE se compara bem com as deflexões de campo. Portanto, a título de exercício, com os dados das Tabelas 4.3 e 4.4, obtiveram-se as seguintes relações:

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{padrão}} \cong \left[\frac{D_i}{D_{padrão}} \right]^{1,129} \qquad \text{para } H_R = 5 \text{ cm}$$

e

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{padrão}} \cong \left[\frac{D_i}{D_{padrão}} \right]^{1,154} \qquad \text{para } H_R = 10 \text{ cm}$$

Neste caso, poderia se obter:

$$f_e = \left[\frac{D_i}{D_{padrão}} \right]^{2,31 \text{ a } 3,26} \qquad \text{para } H_R = 5 \text{ cm}$$

e

$$f_e = \left[\frac{D_i}{D_{padrão}} \right]^{2,37 \text{ a } 3,34} \qquad \text{para } H_R = 10 \text{ cm}$$

No caso da estrutura em questão apresentar uma camada cimentada (solo-cimento), estes valores seriam bem diferentes.

Pode-se observar que os expoentes adotados pela norma PRO 159/85, que provêm da pista da AASHO e que se baseiam em condições de serventia do revestimento, são, em geral 1,5 a 2,5, vezes maiores que aqueles obtidos considerando-se as deformações de tração no revestimento. Assim, para se considerar o fator campo-laboratório é preciso ter em mente estas diferenças. O número N calculado através das curvas de fadiga de laboratório devem ser majorados de um fator variável[3], ou, o número N estimado através dos fatores de equivalência de tráfego podem ser diminuídos de forma a considerarem esta discrepância entre fatores citada anteriormente (consideração de desempenho de formas diferentes).

Também, como já citado na revisão bibliográfica, indicam alguns estudos que o número N de projeto, devido às várias aproximações que se fazem na estimativa do mesmo, podem variar na prática entre 0,5N

---

[3] Na literatura citam fatores de 10 a 1000 vezes. Salomão Pinto, em Seminário na COPPE (1990) propôs fator de 10^4 a 10^5 baseado em 2 trechos experimentais do DNER, em termos de área trincada.

e 2N. Esta consideração deve estar presente no projeto de pavimentos.

Outro aspecto é que as próprias condições de trabalho das camadas podem variar ao longo do tempo. Por exemplo, o módulo resiliente do revestimento varia bastante com a temperatura, o que se reflete no estado de tensões de toda a estrutura.

Tendo em vista o exposto e, levando em conta o atual estágio de desenvolvimento das técnicas de ensaio existentes no Brasil, a carência de acompanhamento sistemático de trechos experimentais e dos tráfegos correspondentes, bem como a complexidade do assunto, propõe-se duas alternativas:

a - Simplificada:

- que o número N continue a ser calculado através dos fatores do DNER, apesar das críticas pertinentes sobre estes fatores (por exemplo, PEREIRA (1985)), visto que a experiência acumulada em termos de análise de trechos com o FEPAVE tem sido baseada neste procedimento;

- que as curvas de fadiga dos materiais de revestimento que forem obtidas em laboratório através de compressão diametral a 25°C sejam multiplicadas por um fator 10^4 para diferença de tensão e de 10^5 para aquelas em função da deformação específica inicial para comparação com o N tradicional. São valores elevados, porém comprovados em dois trechos experimentais brasileiros, onde se usou para critério de definição de fim da vida útil a porcentagem de área trincada, e a metodologia racional de dimensionamento e análise (PINTO (1990)). Além disto os fatores do DNER são muito severos e os ensaios à tensão controlada também.

b - Completa:

- para cada estrutura em análise fazer um estudo do fator de equivalência em termos de deformação específica de tração ou diferença de tensões no revestimento, variando-se a carga aplicada;

- calcular o número N para o tráfego previsto utilizando os fatores específicos;

- neste caso, o fator campo-laboratório deve ser bem menor visto que só se refere à adaptação do ensaio à solicitação real do tráfego.

A questão do efeito destrutivo do tráfego ainda continua a ser o "calcanhar de Aquiles" de qualquer método de dimensionamento.

4.2 FATORES CLIMÁTICOS NO DIMENSIONAMENTO

Um dos aspectos mais importantes e ao mesmo tempo mais difícil de quantificar no dimensionamento dos pavimentos é o da influência climática. No Capítulo 2 procurou-se detalhar este ítem, o que permite fazer agora algumas sugestões de análise.

Com base nos dados de climatologia citados no ítem 2.3.2 a autora preparou os Quadros 1 e 2 resumindo os principais aspectos pluviométricos e de temperatura do ar que ocorrem nas regiões brasileiras, na tentativa de fornecer uma visão geral destes fatores para anteprojetos de pavimentos.

No caso de dimensionamento de uma estrutura de pavimento, os fatores climáticos deverão ser utilizados como indicativos para a especificação dos ensaios de caracterização dos materiais disponíveis para cada trecho. Os dados pluviométricos podem indicar excesso de água nos solos laterais ao pavimento, o que poderia levar à uma eventual saturação das camadas ou do subleito, além, é claro, das questões ligadas ao projeto específico de drenagem, que fogem ao escopo deste trabalho. Tendo em vista a experiência brasileira acumulada, e já comentada, sobre a umidade de equilíbrio normalmente encontrada nos pavimentos em utilização no Brasil, pode-se propor, sem muito receio de insucesso que os materiais sejam caracterizados quanto às deformações resiliente e permanente na umidade ótima e densidade máxima correspondentes à energia adequada à camada considerada.

Nas poucas partes do Brasil onde predomina o clima superúmido (ver por exemplo a Figura 2.26), convém fazer uma verificação do possível efeito da variação de umidade nas características elásticas dos materiais. Deve-se ressaltar, ainda, que a Região Norte, devido à sua pequena malha rodoviária, não fez parte de nenhuma das pesquisas citadas anteriormente de levantamento das condições de umidade (ver Figura 2.25), e nela há que se fazer algumas verificações adicionais.

O efeito ambiental das altas temperaturas atuantes é o de maior relevância para os projetos de pavimentos no Brasil. As temperaturas baixas são menos problemáticas por não cairem muito e se restringirem a uma parcela pequena do ano bem como a regiões determinadas. É preciso se adaptar o método de dosagem da própria mistura betuminosa às condições de ambientes, seja escolhendo o ligante mais adequado, ou escolhendo o traço e as granulometrias dos agregados mais adequados.

Quadro 1 - Resumo comparativo dos principais aspectos pluviométricos das regiões geográficas do Brasil

Indice	Norte		Nordeste		Sudeste		Sul		Centro Oeste	
	Normal	Obs.	Normal	Obs.	Normal	Obs.	Normal	Obs.	Normal	Obs.
Precipitação anual (mm)	-2500 ou mais -1500 a 1750	maior parte parte Roraima e Pará	- 1250 a 2000 - 1000 - 500	- Maranhão e parte da Bahia e litoral leste - interior - Raso Catarina(BA-PE) Patos(PB)	2000 ou mais 1250 1500 a 1750 1000 a 1250 4400 *	litoral e serras São Paulo interior sul MG norte MG Serra Mar(SP)máx. Bras.*	- 1250 a 2000	dist. uniforme	1250 a 1750 1750 a 2750 1500 a 1750	MS MT GO e Tocantins
Trimestre mais chuvoso (ou máxima precipitação)	M-JJ AMJ-MAM-FMA-JFM DJF	Roraima Norte - Sul Acre - Rondônia	outono-inverno outono verão	litoral oriental paralelo 5°S a 9°S(MA a PE) interior BA e Sul MA e Pi	verão - dezembro ou jan.	+ 50% total anual máxima	Verão (D.J.F.) N.D.J. Inverno	N.Paraná, litoral SC. Oeste PR RGS	J - F - M D - J - F N - D - J	norte regiões centro 45 a 55% sul total anual
Período de seca (ou precipitação mínima)	- Pelo menos 1 mês baixa pluviosidade - 4 a 5 meses baixa pluviosidade	maior parte parte Roraima e Pará	de sem seca a 11 meses de seca	extremamente variável	- julho - 4 a 6 meses - 6 meses	mínima geral MG em geral Jequitinhonha	1 mês seco no ano	Não possui seca, a menos de uma pequena área PR (2,66% Região Sul)	4 a 5 meses 1 a 3 meses 4 a 2 meses	GO e Tocantins Sul a Norte MTS Sul a Norte MT
Desvios em relação às normais climatológicas	10 a 25%	esporadicamente ocorre até o dobro de chuva	25 a 55%	(esporadicamente 3 vezes mais a zero de precipitação)	- 15% ou menos - 25 a 30% - 50%	Serras maior parte vales (esporadicamente 3 vezes mais ou zero de precip.)	15 a 20% 10 a 15%	metade um terço	15% ou menos	bastante regular em t região (esporadicamer ocorre 50% desvio)
Subdomínio climático	super úmido sem e com seca (20%) úmido com 1 a 3 meses seca (78%) semi-úmido (4 a 5 m seca) (2%)		de super úmido(2%) a semi-árido (60%)		super úmido (sem seca) -15% úmido (1 a 3 meses seca) -25% semi-úmido (4 a 5 meses seca) -55% semi-árido (6 meses seca) -5%		úmido (3%) a superúmido (97%)		úmido (50%) a semi-úmido (50%) tropical	

Quadro 2 - Resumo comparativo dos aspectos térmicos normais da armosfera por regiões geográficas do Brasil.

Região	Norte		Nordeste		Sudeste		Sul		Centro-Oeste	
Característica	Normal	Obs.	Normal	Obs.	Normal	Obs.	Normal	Obs.	Normal	Obs.
Temperatura média anual	24 a 28^{0}C		26 a 28^{0}C 20^0	maior parte cotas mais elevadas	22 a 24^{0}C 18 a 20^{0}C	litoral/São Franc. serras	14 a 18^{0}C 20 a 22^{0}C	maior parte norte paraná	28 a 26^{0}C 26 a 24^{0}C	norte centro-sul
Média das Máximas	30 a 36^{0}C		30 a 36^{0}C		30 a 32^{0}C 29 a 26^{0}C	baixadas serras	24 a 27^{0}C 30 a32^{0}C	planaltos baixadas	32 a 36^{0}C 30 a 32^{0}C	norte centro-sul
Média das Mínimas	16 a 22^{0}C		18^{0}C		18 a 16^{0}C 12 a 10^{0}C 8 a 6^{0}C	litoral interior serra	10 a 12^{0}C 8 a 6^{0}C	litoral norte PR maior parte	14 a 18^{0}C 8 a 12^{0}C	norte chapadas
Máximas Absolutas	38^0 a 42^{0}C		36 a 38^{0}C 40^0 ou mais	maior parte MA, PI, R.S.Franc.	38 a 40^{0}C 40 a 42^{0}C 34^{0}C	S. Francisco/Jeq. Baixadas serras	38 a 40^{0}C 42^{0}C	excepcional	40 a 42^{0}C	primavera
Mínimas Absolutas	8 a 16^{0}C 4^{0}C	maior parte (12 a 16) Rondônia	16^{0}C a 12^{0}C 8 a 4^{0}C	maior parte 800 a 1000 m	8^{0}C 0^{0}C -4^{0}C	litoral RJ/Es interior serra	0^{0}C -4 a -8^{0}C -10^{0}C	litoral maior parte costas altas	4 a 12^{0}C 0^0	norte centro-sul
Mês mais quente	aet ou out		novembro		janeiro		janeiro		setembro ou outubro	
Mês mais frio	julho		julho		julho		julho		julho	
Ocorrência geada Ocorrência neve	—— ——		—— ——		1 a 5 vezes 10 a 20 vezes/ ano	parte MG/SP/RJ Itatiaia/Campos Jordão	3 a 5 vezes ano 15 a 20 vezes anos máx 3 dias	norte P.R. e litoral sul e cotas elevadas esporádico		
Clima predominante	quente	Homogeneidade	quente		quente a subquente (50%)	diversificação	mesotérmico brando (82%) e médio (3^0)	homogeneidade	quente a sub-quente	diversidade

252

O ensaio de estabilidade Marshall, padronizado para 60°C, também poderia ser revisto de forma a abranger temperaturas maiores que cobrissem o perfil anual de nossos pavimentos, podendo talvez serem adotadas temperaturas de ensaio diferentes conforme a espessura do revestimento considerado.

A prática corrente de projeto de misturas asfálticas não considera o efeito das temperaturas muito elevadas que prevalescem nas regiões tropicais ou quentes. Correntemente as misturas asfálticas são projetadas para satisfazer uma estabilidade mínima, uma deformação limite e um índice de vazios para 60°C, que é considerada a máxima temperatura de serviço. No entanto, temperaturas maiores que 60°C ocorrem até a 5 cm de profundidade, conforme mostrado no ítem 2.3.3.5.

O projeto e o desempenho de misturas asfálticas à temperaturas maiores que 60°C tem necessidade de procedimentos de ensaios diferentes dos usados porque as propriedades mecânicas ou viscoelásticas das misturas não são lineares com a variação de temperatura.

O projeto de pavimentos com revestimentos asfálticos normalmente não considera o efeito da temperatura. Mas as altas temperaturas têm grande influência no desempenho do pavimento porque o módulo de rigidez de materiais asfálticos são grandemente dependentes da temperatura, além do que a "fluidez" exagerada que acompanha as altas temperaturas causa deformações permanentes excessivas.

Existem estudos para diminuir a absorção solar dos revestimentos e, conseqüentemente, abaixar os níveis de temperatura alcançados, pelo clareamento da superfície asfáltica com o uso de agregados, sintéticos ou não, mais claros. Isto diminui as variações diárias e sazonais e, conseqüentemente, as variações de rigidez e desempenho do pavimento. Mas o enfoque mais moderno é a alteração do comportamento do ligante quanto à suscetibilidade térmica pela adição de polímeros especialmente estudados.

Alguns autores sugerem também o aumento do diâmetro máximo do agregado a ser empregado, resultando em maior estabilidade na mistura sob condições de altas temperaturas. LIMBRICK e OUTROS (1984) descrevem pesquisas desenvolvidas no Kuwait com vistas a adaptar as misturas betuminosas usuais às altas temperaturas locais. Utilizando testes de laboratório com equipamentos simuladores de tráfego ("Wheel-tracking tests") com o revestimento a temperaturas de 45°C e 60°C viu-se que uma granulometria mais grossa e mais aberta, além de um ligante de 60-70 de penetração com adição de borracha ("natural rubber") são indicados.

Talvez o melhor fosse investir numa dosagem de mistura que atingisse um certo valor de módulo resiliente em lugar de uma certa estabilidade Marshall. Aliás, o manual da AASTHO(1986) recomenda a utilização do módulo resiliente das misturas no dimensionamento. Em sua pag II-19, o manual apresenta um gráfico que pode ser usado para estimar o coeficiente estrutural de um CBUQ baseado no módulo resiliente a $20^{0}C$. Observa que este valor não deve ser muito maior do que 3100 MPa a $20^{0}C$ (31000 kgf/cm^{2}), visto que quanto maior a rigidez do CBUQ mais resistente à flexão, porém maior suscetibilidade à fadiga e às temperaturas. No caso dos EUA a preocupação é com as baixas temperaturas; no Brasil, com a predominância das temperaturas elevadas, que limites seriam aconselháveis? Em misturas recém-preparadas em laboratório, dosadas pelo método Marshall, os módulos resilientes típicos tem sido desta ordem de grandeza para os ensaios a $25^{0}C$, com ligantes 85-100 (PREUSSLER (1983)).

Hoje, o uso de ligantes mais duros é intensificado no Brasil. O Engenheiro Químico Jorge Eduardo Salathé, que foi um dos primeiros a utilizar tais ligantes nas ruas do Rio de Janeiro, tem salientado o desempenho excelente observado em trechos com vários anos de uso. A pesquisa COPPE/CENPES mostrou bom comportamento de vários ligantes duros, de origens diversas, quanto à fadiga. Porém, todos os corpos-de-prova eram recém compactados, em laboratório, não existindo uma avaliação quanto ao intemperismo, ou a taxa de envelhecimento em relação aos ligantes mais moles.

O uso de polímeros como modificadores do comportamento das misturas também vem sendo introduzido no Brasil. Alguns anos de observação e desenvolvimento da técnica poderão conduzir a formulações mais adequadas de traços favoráveis para as condições ambientais brasileiras.

Os ensaios de fadiga no Brasil têm sido feitos em geral a $25^{0}C$ por ser a temperatura ambiente do laboratório e, portanto, facilmente mantida no corpo-de-prova durante o longo tempo de duração dos ensaios. Corresponde à temperatura média anual do ar da maior parte do Brasil, com exceção da Região Sul (Quadro 2). No pavimento esta temperatura média anual deve ser de 30 a $35^{0}C$. No dimensionamento, no entanto, deve-se considerar as curvas de fadiga adaptadas para as condições de temperaturas preponderantes na região, calculados com auxílio da equação de Barber, por exemplo (ver item 2.3.3.6). Para estes valores, determinam-se os correspondentes valores de módulo de elasticidade que

serão usados no sistema em camadas para dimensionamento das espessuras necessárias em cada caso.

No caso de anteprojeto, ou quando não se dispuser de dados climatológicos sobre o trecho em questão, sugere-se empregar como primeira estimativa os valores mostrados no Quadro 2, alterados da seguinte forma:

a - temperatura média anual: $10^{o}C$ acima da do ar;

b - temperatura média das máximas: $30^{o}C$ acima da do ar;

c - temperatura média das mínimas: igual a do ar.

Alguns autores sugerem que se faça uma estatística dos eixos de carga por intervalo horário para ser comparada com um perfil médio de temperaturas em cada mês e a respectiva distribuição do módulo de deformação da mistura betuminosa. Assim se faria o somatório dos efeitos danosos de faixas de cargas e número de aplicações por faixa de rigidez do concreto asfáltico e conseqüente consumo de resistência à fadiga.

Outra proposta (CHOU (1987)) seria concentrar todo o tráfego, por hipótese, no mês mais crítico quanto à temperatura, para cada parâmetro de dimensionamento. Admite-se então que:

a - para as tensões de compressão do subleito - o mês mais quente do ano, pois quanto maior a temperatura menor a rigidez da camada betuminosa, transmitindo para as camadas inferiores maior percentagem das pressões atuantes na superfície.

b - para as tensões de tração - o mês mais crítico seria o mês mais frio, já que quanto menor a temperatura maior a rigidez da mistura asfáltica, maior a concentração de tensões nesta camada de revestimento.

4.3 CONDIÇÃO LIMITE DE SUPORTE QUANTO À RUPTURA PLÁSTICA

No atual método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER a resistência à ruptura plástica é atendida pela espessura de pavimento obtida de curvas de dimensionamento em função do CBR do subleito, e por imposição de valores de CBR mínimos para as camadas de base e sub-base.

Tem-se em trabalho de VESIC (1975) a análise de capacidade de carga de uma fundação retangular apoiada num sistema de duas camadas, a superior mais rígida e de parâmetros C_1 e ϕ_1, e a inferior menos rígida e de parâmetros C_2 e ϕ_2. A expressão obtida é:

$$q_o = \left[q_o'' + \left(\frac{1}{K}\right) C_1 \cot\phi_1\right] \exp\left\{2\left[1 + \left(\frac{B}{L}\right)\right] K \, tg\phi_1 \left(\frac{H}{B}\right)\right\} - \left(\frac{1}{K}\right) C_1 \cot\phi_1$$

q_o'' - capacidade de carga como se a fundação estivesse assente sobre o solo da segunda camada;

$$K = \frac{(1 - sen^2\phi_1)}{(1 + sen^2\phi_1)}$$

B, L - dimensões da fundação

H - profundidade da primeira camada sob a fundação.

Embora esta expressão não tenha sido desenvolvida para a situação específica de pavimentos, onde as camadas são muito diferenciadas em termos de resistência e rigidez, pode-se empregá-la como uma primeira aproximação por ser conservativa.

Pode-se, então, obter a espessura necessária da camada superior ou de material a ser colocado sobre o subleito (camada semi-infinita inferior), caso este não satisfaça, de per si, a capacidade de suporte requerida pela carga máxima que solicitará o pavimento.

Adotando-se para cálculo das capacidades de carga individuais a equação (VESIC (1975)):

$$q_o'' = C \, N_c \, \xi_c + q \, N_q \, \xi_q + \frac{1}{2} \gamma \, B \, N_\gamma \, \xi_\gamma$$

N_c, N_q e N_γ - fatores de carga dados na Tabela 2.25 ou pelas expressões:

$$N_q = e^{\pi tg\phi} \, tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = 2 \, (N_q + 1) \, tg\phi$$

- ξ_c, ξ_q, ξ_γ - fatores de forma da fundação que dependem de ϕ

-para fundação circular $\xi_c = 1 + \left[\frac{N_q}{N_c}\right]$

$$\xi_q = 1 + tg\ \phi$$

$$\xi_\gamma = 0,60$$

No caso de pavimentos, o elemento de fundação que transmite a carga corresponde às rodas do veículo, sendo B o diâmetro padrão de 21,6 cm, e a profundidade de aplicação da carga nula, visto que o contato é na superfície; tem-se o fator q igual a zero, o que anula o segundo membro da equação. Considerando-se, ainda, como peso específico médio dos materiais usuais de pavimentação um valor de γ igual a 0,002 kgf/cm^3, a expressão geral de capacidade de carga se reduz a:

$$q''_0 = C\ N_c\ \xi_c + 0,01\ N_\gamma$$

Para a escolha dos parâmetros C e ϕ a serem empregados nesta análise é preciso se considerar a forma de atuação das cargas e as condições de umidade e densidade dos materiais que compõem o pavimento.

O efeito da carga transiente nas características de resistência ao cisalhamento dos materiais é diferente para cada tipo de camada: o concreto betuminoso, que é um material viscoelástico, reage diferentemente da brita graduada ou de uma argila plástica.

Porém, a grosso modo, quanto menor o tempo de aplicação de carga, maior a resistência medida e maiores os parâmetros C e ϕ.

Face a estas considerações, admite-se que o ensaio estático de laboratório represente a condição mais desfavorável de carregamento para fins de análise de capacidade de carga. Apresentam-se, nas Tabelas 4.5 e 4.6 seguintes, valores encontrados na literatura técnica de parâmetros típicos de alguns materiais de pavimentação para uma análise paramétrica preliminar das estruturas de pavimentos mais comuns. Considera-se, também, que a umidade de equilíbrio dos materiais compactados fique em torno da ótima como já discutido anteriormente, sendo boas as condições de drenagem.

Para os valores típicos de C e ϕ de materiais usuais mostrados na Tabela 4.5 foram calculados os valores de q''_0 segundo a expressão acima, mostrados na mesma tabela. Estes valores são de uma certa forma até subestimados, visto que na prática os materiais se apresentam não saturados e portanto com a presença de pressões de sucção. Quando a capacidade de suporte é muito elevada, como acontece na maioria dos casos, o que prevalece no dimensionamento é a deformação elástica ou plástica admissível, conforme se verá nos ítens seguintes.

Para se estimar a pressão máxima de solicitação dos veículos pode-se recorrer ao conceito de roda equivalente no caso de roda dupla ou eixos duplos e triplos. A verificação pode ser feita para o eixo padrão ou para aquele de maior peso que venha a solicitar o pavimento. Considerando as cargas legais admissíveis no Brasil mostradas na Tabela 4.7, pode-se fazer um estudo da carga equivalente máxima admissível.

A roda equivalente pode ser calculada através da equação proposta por RODRIGUES (1987) para o caso de tensão vertical, no centro de uma das rodas e na interface com o subleito, considerando que a carga atuante no eixo se distribui igualmente pelas rodas do conjunto:

$$\bar{Q} = Q\left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} e^{-(D_i/Z)\xi}\right]$$

onde: $\bar{Q}$ - carga de roda simples equivalente (t)

Q - carga atuante em uma das rodas do conjunto considerado (t)

D_i - distância entre eixos das rodas do conjunto (cm)

Z - profundidade do ponto considerado, no caso a superfície do subleito (cm)

ξ - fator de influência de cada uma das rodas, dado por:

$$\xi = 4,1787\ H_R^{-0,4976}\ H_B^{0,06373}\ M_{RV}^{-0,2895}\ M_B^{0,06548}\ M_{SL}^{0,2281}\ Q^{0,185}$$

Como se vê, a roda equivalente é função das espessuras e das características dos materiais empregados nas camadas o que requer um processo iterativo de cálculo. Como exemplo singelo, considere-se uma estrutura simples e convencional de pavimento constituída de 5 cm de revestimento de módulo resiliente igual a 30.000 kgf/cm^2 e uma base de 30 cm de módulo igual a 2.000 kgf/cm^2. A carga equivalente em termos de tensão vertical no subleito, distribuída em área igual à de uma das rodas originais, para os eixos legais da Tabela 4.7, na pior condição, seriam os mostrados na Tabela 4.8, em termos de pressão média (raio igual a 10,8 cm, metade de cada eixo e distâncias médias entre rodas).

Tabela 4.5 Valores típicos de C e ϕ para solos e britas compactados

REF.	DATA	MATERIAL	σ_d ruptura (σ_3= 0,21) kgf/cm^2	C' (kgf/cm^2)	ϕ' (°)	q''_o kgf/cm^2
Svenson	1980	argila amarela-RJ	1,8	4,0	22	98,65
		argila vermelha-RJ	5,2	1,8	23	48,17
		argila vermelha-MG	5,6	1,7	27	63,23
		argila vermelha-PR	5,3	1,2	33	78,25
Paute e outros	1988	brita de granito		0,85	52	>500,00
		brita de granito		0,60	58	>360,00
		brita de micro granito		1,00	53	>590,00
		brita de gnaisse		0,75	49	377,00
		brita de arenito		0,70	55	>416,00
Cruz	1985	- solo laterítico de basalto não saturado		0,40 a 0,70	24 a 33	11,69 a 45,80
		- solo laterítico de arenito não saturado		0,10 a 0,50	26 a 31	3,53 a 26,89
		- solo laterítico de gnaisse não saturado		0,20 a 0,50	26 a 29	6,93 a 22,34
		- solo laterítico quartzo-xisto não saturado		0,15	33	10,09
		- colúvio arenito basalto não saturado		0,30 a 0,60	27 a 11	11,28 a 39,30
		- saprolítico de basalto não saturado		0,70 a 0,97	21 a 25	16,12 a 30,46
		- saprolítico de gnaisse não saturado		0,26 a 1,00	27 a 33	9,65 a 65,27
		- saprolítico de xisto e granito não saturado		0,20 a 0,90	25 a 28	6,37 a 36,46
		- saprolítico de granito não saturado		0,30	36 a 40	27,12 a 42,89
		- saprolítico de biotita-gnaisse não saturado		0,0	37	0,66

Tabela 4.6 Valores típicos de C e ϕ para concreto asfáltico

Referência	Tipo de ligante/ mistura	Velocidade de deformação	Temperatura (°C)	Faixa tensões σ_1 (kgf/cm^2)	C kgf/cm^2	ϕ (°)
Nijboer (1948)	50/60 - CBUQ	0,2 mm/minuto	20	5 a 40	2,05	35,0
	50/60-Areia-asfalto	0,5 mm/minuto	20	5 a 40	1,10	28,0
	50/60-Areia-asfalto	0,5 mm/minuto	40		0,40	28,0
Elvira e Campo (1977)	60/80 - CBUQ faixa contínua	12,7 mm/minuto	0 15 30 45 50	5 a 80	24,5 14,5 40,0 2,3 1,3	31,5 31,5 31,5 31,0 31,0
	60/80 - CBUQ faixa descontínua	12,7 mm/minuto	0 15 30 45 50	5 a 80	26,0 15,5 5,0 2,4 1,6	31,5 31,5 31,5 33,0 33,0

Tabela 4.7 Carga máxima legal (em kgf) nas rodovias brasileiras

Lei nº 7408 (85)	Com multa	Sem multa
Eixo simples - roda simples	5 750	5 250
Eixo simples - roda dupla	11 500	10 500
Eixo tandem duplo	19 350	17 850
Eixo tandem triplo	29 030	26 780
Peso total do veículo		47 250

Tabela 4.8 Roda equivalente aos eixos máximos legais admissíveis pelo critério de tensão vertical no subleito proposto por RODRIGUES (1987)

Tipo de eixo	Roda equivalente (kgf)	Pressão equivalente (kgf/cm^2)
Eixo simples - roda simples	2 890	7,89
Eixo simples - roda dupla	3 790	10,35
Eixo tandem duplo	3 170	8,66
Eixo tandem triplo	3 100	8,47

Como de costume, o eixo simples de roda dupla é o mais

destrutivo em relação às tensões verticais e, portanto, ao se verificar a estabilidade de uma estrutura para este eixo, os outros casos estarão satisfeitos.

Pode-se observar que o fator ξ é mais influenciado pela espessura do revestimento, em razão inversa. Portanto, para estruturas mais robustas este fator tende a diminuir,o que conduz a cargas de roda equivalentes maiores. Por exemplo, para H_R = 5 cm, ξ = 1,36, $\bar{Q}$ = 1,31Q para roda dupla, eixo simples e para H_R = 10 cm, ξ = 0,96, $\bar{Q}$ = 1,49Q, mantendo-se as outras condições acima. Um aumento de 100% na espessura do revestimento se reflete num aumento de 13% na pressão equivalente.

PEREIRA (1985) obteve outras correlações para o cálculo de roda equivalente, porém utilizando a deflexão máxima a uma profundidade de 50 cm, o que conduz a valores bem diferentes destes.

Para o caso de resistência ao cisalhamento, no entanto, é mais adequado o uso do conceito de roda equivalente associado à tensão vertical. Portanto, para o caso do estudo paramétrico proposto, trabalhar-se-á com a pressão equivalente de 10,35 kgf/cm^2, correspondente à carga legal máxima para um eixo simples de roda dupla.

Considerando a fórmula geral da capacidade de carga para um terreno homogêneo, dada anteriormente, e a pressão equivalente de 10,35 kgf/cm^2, pode-se fazer as seguintes hipóteses:

a) Se o material não tiver nenhuma coesão, C = 0, será necessário que apresente um ϕ igual a 52° para que a igualdade seja satisfeita;
b) Se o material for puramente coesivo, ϕ = 0, N_γ = 0 e N_C = 5,14, será necessário que apresente um C igual a 1,68 kgf/cm^2.

Considerando os valores típicos de C e ϕ de materiais usuais de pavimentos, mostrados na Tabela 4.6, pode-se calcular as características médias de cada estrutura através, por exemplo, das fórmulas de C_m e ϕ_m, já apresentadas no item 2.2, e calcular as espessuras necessárias para resistir a esta ou qualquer outra pressão atuante.

Porém, considerando o subleito como sendo a camada que em geral apresentará os menores valores de C e ϕ, e considerando que o sistema em camadas sempre apresentará uma capacidade de cargas intermediária entre aquela da camada mais resistente e da menos resistente que o compõe, pode-se estimar que:

a) Sendo um revestimento constituído de CBUQ, a 50°C apresentará (Tabela 4.6) C = 1,6 kgf/cm^2 e ϕ = 33°, o que resultaria em $q_{máx}$ = 109 kgf/cm^2, considerando uma camada homogênea deste material;

b) sendo o pavimento só composto de um solo laterítico de arenito, por exemplo, que apresentaria C = 0,10 kgf/cm^2 e ϕ = 26°, ter-se-ia q_{min} = 3,53 kgf/cm^2.

Ou seja, quanto à capacidade de carga por ruptura generalizada por cisalhamento pode-se estimar que não irá ocorrer em circunstâncias normais de uso dos pavimentos quando:

a) se dispuser de um material no subleito com características mínimas de C e ϕ combinadas por exemplo nos pares: (1,68; 0°); (0,95; 10°); (0,50; 20°); (0,22; 30°); (0,08; 40°); (0; 52°).

b) no caso do solo do subleito proporcionar uma capacidade de carga menor do que a esperada, o que ocorre em pouquíssimas circunstâncias, deve-se verificar a capacidade de carga do sistema em camadas que se formará com o pavimento e o subleito.

Utilizando-se a expressão proposta por VESIC (1975) e citada no começo deste ítem, pode-se mostrar que, por exemplo, tendo-se um subleito de solo laterítico de arenito com parâmetros C_2 = 0,1 kgf/cm^2 e ϕ_2 = 26°, que proporciona, de per si, uma capacidade de suporte de 3,53 kgf/cm^2, a colocação, simplesmente, de um revestimento de CBUQ com características C_1 = 1,6 kgf/cm^2 e ϕ = 33° a 50°, numa espessura de 10 cm elevaria a capacidade de suporte para 17,77 kgf/cm^2. Se fosse usado somente 15 cm de brita de gnaisse de características C_1 = 0,75 kgf/cm^2 e ϕ_1 = 49°, sobre este mesmo subleito, a capacidade de suporte seria de 12,05 kgf/cm^2.

Portanto, tendo em vista os altos valores de capacidade de suporte apresentados em geral pelos solos compactados brasileiros, pode-se afirmar que a capacidade de carga quanto à ruptura por cisalhamento fica sempre atendida com uma estrutura mínima de pavimento, quando não se satisfaz somente com o subleito, quando este é bem compactado e de material laterizado de boa qualidade.

As espessuras serão, então, governadas pelas condições de deformação elástica e plástica, como será visto nos próximos ítens.

As verificações de casos especiais podem ser feitas utilizando a metodologia aqui proposta. Casos especiais se configurariam quando os materiais de subleito forem extremamente moles ou de baixa resistência e/ou cargas excepcionais.

As variações sazonais na capacidade de carga se refletiriam nas características do material betuminoso, pelo efeito de temperatura e nas variações de umidade nos solos. O efeito da temperatura já foi considerado no exemplo de cálculo, quando se tomaram os parâmetros C e ϕ

do revestimento para uma temperatura de 50°C, condição esta bem desfavorável. Os parâmetros do solo foram considerados em termos de pressões efetivas, C' e ϕ', portanto já considerando o efeito de umidade, porém de uma certa forma subestimando o efeito da não saturação e a atuação da sucção resultante.

No apêndice A apresenta-se um programa para microcomputador desenvolvido para calcular a capacidade de suporte baseado nesta formulação mostrada bem como levando em conta a variabilidade dos parâmetros C e ϕ do solo e materiais de pavimentação, conforme propõe o método de Rosenblueth, descrito no item 4.7.

4.4 PREVISÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Na revisão bibliográfica mostraram-se vários modelos propostos de estudo da deformação permanente que resulta em afundamentos de trilha de rodas indesejáveis para um bom desempenho de um pavimento. Nos estudos realizados na COPPE não se tem considerado muito este aspecto pelo fato de ser um dos defeitos menos expressivos na deterioração dos pavimentos pelo menos das rodovias federais brasileiras.Entretanto em duas teses de mestrado (SVENSON (1980) e PEREZ-ESPINOSA (1987)), foi tratada a questão da deformação permanente.

Pode-se argumentar que as restrições de plasticidade máxima e CBR mínimo impostas pelas especificações brasileiras, acrescidas do fato comprovado de que os subleitos e camadas de pavimento apresentam umidades de equilíbrio próxima da umidade ótima, têm contribuido para evitar este defeito, nos pavimentos dimensionados pelo método do DNER.

No entanto, quanto se busca um método mais racional, e pretende-se modificar as especificações dos materiais no sentido de aproveitar melhor os materiais locais tanto quanto possível, é necessário adotar um modelo de previsão das deformações permanentes.

Para este fim consideram-se as seguintes etapas:

- determinação das leis de deformação permanente dos materiais em laboratório;
- cálculo das tensões atuantes na estrutura pré-escolhida se o modelo da lei de deformação for função das tensões;
- cálculo da deformação permanente utilizando os dois ítens anteriores;
- comparação com critérios aceitáveis de projeto quanto ao afundamento de trilha de roda, para o número N de solicitações previsto;
- se a comparação não for satisfatória, refazer os cálculos para outras espessuras de camadas.

Os critérios de projeto mais empregados destacam duas maneiras de reduzir as deformações permanentes:

- limitar a tensão vertical máxima atuante no subleito, considerada a camada de menor resistência ao cisalhamento e às deformações plásticas; o que previne também a ruptura.
- limitar a deformação resultante do somatório das deformações permanentes de cada camada, do que seria o afundamento da trilha de roda admissível.

PINTO & PREUSSLER (1984) propõem um limite de tensão normal vertical do subleito igual a 15% da tensão desvio de ruptura determinada em ensaio estático do tipo UU no solo do subleito, para o carregamento igual ao da carga padrão. Os autores também propõem um limite de 13 mm para a deformação permanente que deve ser calculada através do modelo $\varepsilon_p = aN^b$, somente considerando a contribuição do subleito.

YODER & WITCZAK (1975) apresentam um critério de tensão vertical máxima admissível no subleito em função do CBR do material:

$$\sigma_{adm} = (0,553\ CBR^{1,5}) \times 0,07 \qquad (kgf/cm^2)$$

VERSTRAETEN (1989) indica uma deformação permanente máxima de 16 mm como padrão na Bélgica.

KÖSTENBERGER (1989) mostra que na Áustria a determinação da carga máxima admissível no subleito é feita pela fórmula:

$$\sigma_{vmáx} = \frac{0,006\ \text{Módulo dinâmico}}{1 + 0,7 \log N} \qquad (MN/m^2)$$

Muitos outros valores podem ser encontrados na literatura, inclusive condicionados ao tipo de estrutura ou classe de estrada. Não se teve a pretensão de fazer, aqui, um levantamento completo.

Propõe-se utilizar o procedimento mostrado por BARKSDALE (1972) que indica para o cálculo da deformação total permanente de uma estrutura o somatório das deformações parciais das várias camadas. O afundamento de trilha de roda na superfície do revestimento é:

$$d_p^t = \sum_{i=1}^{n} (\varepsilon_p^i . h_i)$$

onde: d_p^t - profundidade total da trilha de roda em função do número N e do estado de tensões.

ε_p^i - deformação plástica média da i-ésima camada, calculada através dos modelos de deformação obtidos em laboratório.

h_i - espessura da i-ésima camada

n - número total de camada, incluindo o subleito.

Os modelos de deformação permanente propostos na literatura estão detalhados no Capítulo 2 para os diversos materiais.

A maioria dos materiais apresentam modelos de deformação permanente em função do estado de tensões e do número de aplicações de carga. Alguns modelos incluem ainda a indexação com a deformação elástica. Na COPPE tem-se trabalhado pouco nesta modelização, optando-se pelo emprego do modelo mais simples, em função somente do número N, para cada estado de tensões. Ensaiam-se os materiais para obtenção das constantes empíricas em níveis de tensões compatíveis com os da camada no campo, sempre referido à carga padrão de 8,2 tf.

Para este modelo, utilizando os dados de solos ensaiados na COPPE, conforme mostrado em ítens anteriores, pode-se fazer um estudo paramétrico a partir das seguintes hipóteses:

- que o subleito é a camada que mais contribui para o afundamento da trilha de roda, e quanto menor a estrutura de pavimento maiores as tensões no subleito e maior sua deformação permanente;
- que todas as camadas contribuem para o afundamento da trilha de roda, e quanto maior for a espessura de cada camada, maior a deformação permanente resultante, desde que as camadas sejam mais deformáveis do que o subleito.

Considerando-se, portanto, as duas estruturas indicadas na Figura 4.3 uma esbelta e outra espessa, e os materiais selecionados entre os que se ensaiou na COPPE, constata-se que ambas satisfazem quanto à deformação permanente acumulada para 10^8 repetições de carga.

LOTFI (1985) em sua tese de doutorado desenvolveu um programa para cálculo do afundamento de trilha de roda baseado no comportamento plástico não linear do subleito, inclusive considerando os diferentes módulos no carregamento e no descarregamento. Além disto, estudando o efeito do grau de compactação exigido nas especificações americanas (95% Proctor Normal) para o subleito, concluiu que estas são adequadas. Porém, se a porcentagem de compactação decresce existe um aumento significativo de deformação permanente, enquanto um acréscimo de compactação acima do especificado diminui pouco o afundamento da trilha de roda. A espessura de camada a ser compactada no subleito tem uma influência significativa na deformação permanente para rodovias. Os critérios de compactação, segundo o citado estudo, independem do número N e da condição de carregamento. Mostra LOTFI, ainda, que existe uma umidade de compactação que deve ser associada à porcentagem de compactação para produzir as menores deformações permanentes.

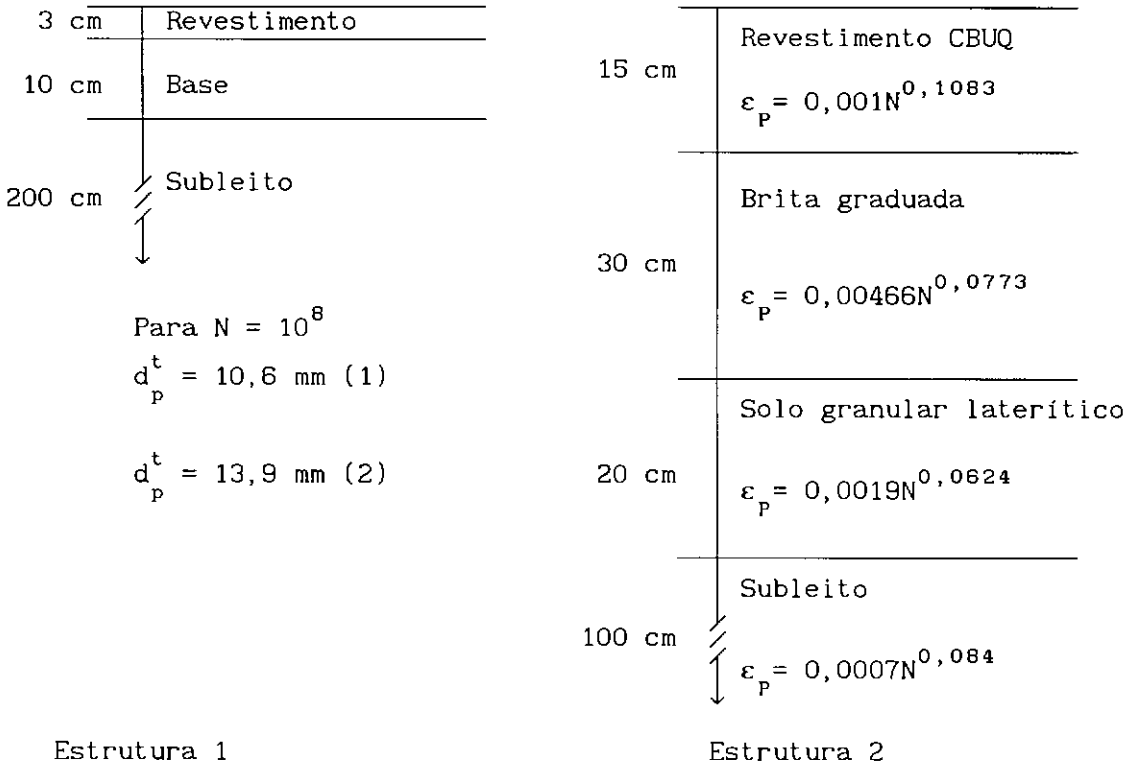


Figura 4.3 - Estruturas utilizadas no estudo da deformação permanente.

4.5 PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO RESILIENTE E SUA REPERCUSSÃO NA FADIGA DO REVESTIMENTO

A repetição das deformações resilientes causadas pelos veículos em movimento é responsável pela fadiga das camadas de misturas betuminosas e de misturas cimentadas. A propagação de trincas no pavimento é o principal mecanismo de ruptura, conforme se verificou em estudos feitos nas rodovias federais brasileiras.

Já as deformações permanentes acumuladas que causam o afundamento nas trilhas de roda, afetando o tráfego, são de menor importância. Isto tem a ver com as condições de solos e de clima do país.

Pode-se atingir o número N de ruptura de um pavimento em um número maior ou menor de anos, conforme a imprecisão das projeções de tráfego. Estas dependem de condicionantes econômicos das regiões atravessadas pela estrada e do grau de coerção maior ou menor em relação às transgressões de peso dos caminhões. Assim, a redução do tempo de fadiga em decorrência de uma evolução muito rápida do tráfego, acima da projeção inicial, recomenda todo esforço técnico-administrativo de implantação de sistemas de gerenciamento de pavimentos, com o acompanhamento permanente do grau de serventia e da condição de superfície. As pesagens estática e dinâmica de caminhões ainda não foi definitiva e eficientemente estabelecida no país.

A sistemática da avaliação das deformações resilientes de um pavimento compreende:

a - estudo das condições sazonais que atuarão no trecho;

b - estudo dos materiais de construção disponíveis, em laboratório, com ensaios de cargas repetidas, a fim de estabelecer os modelos pertinentes de tensão-deformação e as leis de fadiga dos materiais betuminosos ou cimentados. Pode-se considerar valores tabelados confiáveis;

c - escolha de uma estrutura inicial;

d - cálculo de tensões e deformações;

e - estabelecimento de critérios de projeto quanto à fadiga;

f - comparação de valores calculados com os critérios de projeto;

g - caso os critérios de projeto sejam atendidos com margem adequada, adotar as espessuras inicialmente escolhidas; caso contrário reiniciar o processo a partir do passo c.

Referir-se-á, doravante ao cálculo de tensões e deformações, já tendo sido os demais itens tratados.

O programa FEPAVE de cálculo automático vem sendo utilizado na COPPE/UFRJ em pesquisas há cerca de quinze anos cedido pelo Professor Carl Monismith, da Universidade da Califórnia, Berkeley. Recentemente foi adaptado, na COPPE, para uso em microcomputador.

4.5.1 EVOLUÇÃO DA SOLUÇÕES MATEMÁTICAS PARA SISTEMAS EM CAMADAS

A teoria da elasticidade é largamente utilizada no dimensionamento racional de pavimentos.

As primeiras soluções de determinação de tensão e deformação num meio homogêneo submetido a um carregamento pontual são devidas a Boussinesq, em 1885. Este autor considerou um material semi-infinito ideal, homogêneo, isotrópico e elástico, em cuja superfície atua uma carga concentrada vertical, e desenvolveu expressões de cálculo de tensões e deslocamentos em qualquer ponto à profundidade z e distância r da linha de atuação da carga. Outros pesquisadores expandiram as equações de Boussinesq para carga circular uniformemente distribuída, por integração da solução apresentada para a carga pontual. Soluções em forma de ábacos ou tabelas foram sendo gradativamente apresentadas e podem ser vistas em POULOS & DAVIS (1975) e YODER & WITCZAK (1975).

Uma das primeiras soluções de meios estratificados ou sistema em camadas foi desenvolvida por Burmister em 1943 para duas camadas, com uma aplicação direta para aeroportos e na análise da pista experimental da WASHO. As hipóteses de cálculo por ele admitidas são:

a - condição de continuidade:
  - a primeira camada é suposta infinita em duas direções, mas de profundidade finita, enquanto a camada inferior é infinita horizontal e verticalmente,
  - as camadas devem estar em contato contínuo.

b - condição dos materiais:
  - em cada camada o material é homogêneo, isotrópico e elástico, com coeficiente de Poisson igual a 0,5. A primeira camada é uma "composição" de toda a estrutura do pavimento.

A solução de Burmister foi apresentada em forma de gráficos em função da relação $E_1/E_2 > 1$, sendo que para $E_1/E_2 = 1$ ter-se-ia a solução de Boussinesq para a camada homogênea. Mesmo com estas limitações, já se mostra que a distribuição de tensões tem uma considerável alteração em relação a solução de Boussinesq quando se consideram duas camadas.

Propunha Burmister um artifício para se calcular um sistema de três camadas que era empregar duas vezes os ábacos de duas camadas. Em 1945 Burmister deduziu as expressões matemáticas para três camadas sem no entanto calcular os coeficientes numéricos das mesmas. Isto foi feito em 1951 por Acum & Fox, seguindo-se o desenvolvimento de tabelas e

ábacos por Jones & Peattie em 1962.

Outros autores também desenvolveram expressões e ábacos para três camadas, inclusive o brasileiro Sérgio Thenn de Barros em 1966 (BARROS (1966)).

Estas tabelas e ábacos, em geral têm como parâmetros de entrada várias relações: entre módulos, entre espessuras e entre raios da carga e espessuras. São necessárias às vezes muitas interpolações para se aplicar ao caso real já que as proporções tabeladas são em número reduzido.

Para quatro camadas existem soluções gráficas, porém muito trabalhosas devido à quantidade de fatores a considerar.

Com a evolução dos computadores estas soluções foram transferidas para programas de cálculo automático, o que tornou trivial o estudo da distribuição de tensões-deformações em estruturas de várias camadas. Por exemplo, o programa ELSYM muito divulgado no Brasil, baseia-se na solução de Burmister ampliada para cinco camadas.

O que importa é a interpretação destes cálculos de tensão-deformação em termos do comportamento real da estrutura de pavimento. Existem vários programas de cálculo que utilizam soluções numéricas diferentes e consideram hipóteses diversas de características dos materiais e das ligações entre as camadas. Com isto não existe uma solução única para cada estrutura, dependendo do método de cálculo.

No entanto, a possibilidade de dimensionamento usando as teorias elásticas é um avanço por ser possível compatibilizar as condições geométricas de espessuras com as características dos materiais, rearrumando a estrutura de forma a se obter a distribuição de tensões mais favorável para os materiais disponíveis.

Por exemplo, pelas soluções de Burmister vê-se que a tensão vertical no subleito diminui com o aumento da espessura da base ou com o aumento da rigidez do revestimento. Na forma tradicional de análise, cerca de 90% da deflexão na superfície provém do subleito, visto que se adotam sempre módulos decrescentes com a profundidade. No entanto, usando-se modelos não lineares de comportamento dos materiais, nem sempre ocorre este fato, principalmente para as condições deste país em que os subleitos são, em geral, laterizados e têm umidade de equilíbrio abaixo da ótima.

As tensões de tração no revestimento que são as mais críticas, em termos de fadiga, sofrem grande influência da razão modular desta camada para a base, bem como da razão de espessuras. Quanto maior a razão modular e menor a de espessuras, tanto maiores as tensões de tração.

Estas considerações orientam o dimensionamento, ou permitem um jogo entre espessuras e materiais de forma a se conseguir o estado de tensões mais favorável.

4.5.2 MÉTODOS APROXIMADOS DE CÁLCULO

O comportamento de um corpo sólido deformável é regido pelas seguintes relações básicas:

1 - equações de equilíbrio: ligam as forças aplicadas externamente ao corpo às solicitações internas que nele se desenvolvem;

2 - equações de compatibilidade: ligam os deslocamentos às deformações específicas que ocorrem em um ponto de um corpo deformado, garantindo a compatibilidade do estado de deformações específicas;

3 - equações constitutivas: ligam as tensões às deformações específicas e vice versa, por relações algébricas que variam com o material.

Na maioria dos casos para se obter estas relações, utilizam-se derivadas de ordem superior se o problema é não linear, mas simplificam-se muito as soluções quando se pode considerar o comportamento do material como elástico linear.

No caso de pavimentos, os materiais sob carregamento dinâmico não têm em geral comportamento elástico linear, mas sim comportamento plástico, visco-elástico ou elástico não linear, conforme o caso.

Em geral é muito difícil encontrar soluções analíticas ou exatas do sistema de equações diferenciais que satisfaçam as condições de contorno. Portanto é necessário obter soluções aproximadas, utilizando alguma técnica que permita substituir o modelo matemático contínuo por outro discreto ou numérico. Com o uso de computadores, é cada vez mais fácil trabalhar com um número maior de graus de liberdade e obter soluções mais próximas da real.

Dois programas de maior utilização no Brasil, para resolver problemas de mecânica dos pavimentos são: o ELSYM ("Elastic Layered System")e o FEPAVE ("Finite Element Analysis of Pavement Structures"). O primeiro utiliza a técnica das diferenças finitas e o segundo o método dos elementos finitos. Um terceiro mais recente - o MCF - utiliza a técnica das camadas finitas.

O método das diferenças finitas consiste em se aproximar as derivadas das equações diferenciais mediante fórmulas aproximadas, numa série de pontos escolhidos sobre o domínio de integração do problema, obtendo-se um sistema de equações algébricas que calcula os valores das incógnitas nos pontos selecionados. Com um número maior de pontos, as

soluções aproximadas vão ficando mais próximas da solução exata. Porém, não se obtém uma solução contínua, mas sim discreta do problema (somente nos pontos considerados).

O programa ELSYM aplica este método no cálculo das tensões, deformações e deslocamentos produzidos por uma roda simples, em pontos especificados. No caso de rodas múltiplas, é feita a superposição de efeitos de todas as rodas em cada ponto considerado, procedimento correto para deslocamentos porque a estrutura é toda elástica linear, mas para tensões é aproximado.

O programa ELSYM admite até cinco camadas incluindo o subleito e até dez cargas de roda circulares. Duas condições podem ser admitidas nas interfaces entre camadas: aderência perfeita ou atrito nulo. As hipóteses são as mesmas da solução de Burmister. Para cada camada entra-se com o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

O método dos elementos finitos (MEF) baseia-se na divisão de um meio contínuo em elementos fictícios de dimensões finitas, ligados entre si através de pontos nodais, assimilados à articulações sem atrito. A teoria da elasticidade é utilizada para se obter a relação entre as forças e os deslocamentos nodais correspondentes de um elemento, formando-se a "matriz de rigidez" da estrutura. Feito o equilíbrio de cada ponto nodal em termos de carregamentos extermos e deslocamentos impedidos, pela resolução de um sistema de equações algébricas lineares, calculam-se os deslocamentos nodais, as tensões e deformações em cada elemento.

Algumas fontes possíveis de erros em análises por elementos finitos foram agrupadas por MAHLER & MOTTA (1982):

- erros nos dados de entrada: resultam não somente das hipóteses admitidas para a definição dos dados como também de erros aleatórios na obtenção dos mesmos;
- erros de discretização: resultam da divisão da estrutura a ser estudada em elementos não adequados. A escolha de uma boa malha é essencial e exige que se cumpram alguns requisitos;
- erros de manipulação numérica: resultam de operações de truncamento e dos processos computacionais de aproximação;
- erros de interpretação dos resultados: resultam das aproximações feitas na representação de certas soluções, em especial as tensões quando se usa a formulação de compatibilidade de deslocamentos.

O FEPAVE é um programa de MEF que utiliza formulação axi-simétrica (uma carga de roda circular e o pavimento é discretizado por elementos em forma de anel com centro no eixo da carga) o que permite variar as propriedades dos materiais nas direções vertical e radial, sendo contudo constantes no sentido circunferencial. Não permite, porém, análise dos efeitos de cargas múltiplas nem carregamento próximo às laterais do pavimento. Admite até doze camadas e elasticidade não linear (módulo de resiliência função das tensões) para uma ou mais camadas e também o caso linear (módulo constante). Para análises não lineares calcula-se o estado de tensões iniciais devido ao peso próprio dos materiais ou por limites convencionais embutidos no programa, substituindo-se estes valores nos modelos de resiliência. Em seguida aplica-se a carga de roda simples por incrementos. A partir do estado de tensões calculado por um incremento obtém-se os módulos a serem utilizados no incremento seguinte por substituição nos modelos de resiliência. Em geral quatro incrementos são suficientes para se chegar a um resultado satisfatório. As tensões são calculadas no centro de cada elemento e os deslocamentos nos nós. A malha de elementos finitos tem um efeito muito grande nos resultados sendo necessário alguns cuidados fundamentais na hora de se defini-la. Por exemplo, a relação comprimento largura dos elementos não deve ser maior que cinco, e as fronteiras radiais e horizontais devem estar distantes 20 r e 50 r respectivamente, sendo r o raio da área carregada.

O método das camadas finitas é um método computacional proposto em 1982 por Booker & Small para cálculo de recalques e adensamento de solos estratificados horizontalmente sob cargas de fundações rasas e aterros. Foi ampliado por RODRIGUES (1989) para pavimentos dando um tratamento tridimensional às cargas de rodas múltiplas em estruturas de pavimentos flexíveis.

Admite-se que o solo possa ser dividido em camadas homogêneas horizontalmente infinitas, aplicando-se as equações da elasticidade e de Biot transformadas por série de Fourier. Resulta um sistema de equações lineares que requer muito pouco espaço de memória, mesmo para grande número de camadas, o que é ideal para trabalhar em microcomputador.

Para tratar a questão elástica linear, usa-se o artifício de subdividir as camadas em um certo número de subcamadas de forma a se poder admitir, sem muito erro, que as propriedades do material possam ser consideradas constantes em cada subcamada. Obtém-se deslocamentos, deformações e tensões nas diversas camadas, reduzindo-se o tempo

computacional calculando-se os deslocamentos e deformações por integração e as tensões por relações tensão-deformação.

A comparação dos cálculos por este processo e pelo ELSYM mostrou boa concordância de resultados, mesmo quando se utilizaram apenas três subcamadas em cada camada.

A não linearidade é considerada através da introdução dos modelos de resiliência calculados pela análise incremental a partir de módulos mínimos fornecidos pelo usuário. A cada incremento de carga os módulos das subcamadas são reavaliados pelo modelo não linear utilizando a tensão média na subcamada, correspondente ao incremento de carga anterior, como o FEPAVE.

RODRIGUES (1989) obteve boa comparação entre a deformada medida no campo e a calculada pelo seu programa.

As vantagens deste método são a de simplificar o programa de cálculo de forma a trabalhar bem com microcomputador e de poder considerar as cargas múltiplas simultaneamente, mesmo no tratamento elástico não linear. A restrição é ter que considerar as camadas horizontalmente infinitas e não variar o módulo horizontalmente.

É um programa muito promissor e tem sido muito utilizado em retro-análise dos dados do FWD ("Falling Weight Deflectometer") pelo citado autor.

4.5.3 O PROGRAMA FEPAVE

O programa FEPAVE, cujo fluxograma da versão original está na Figura 4.4, foi desenvolvido em Berkeley em 1968 e chegou à COPPE em 1973. A partir desta data vem sendo empregado em quase todas as teses e trabalhos de pesquisa da área de Mecânica dos Pavimentos do Programa de Engenharia Civil. Hoje algumas entidades públicas tais como IPR, DER-PR, URGS e outras dispõem de uma versão do programa.

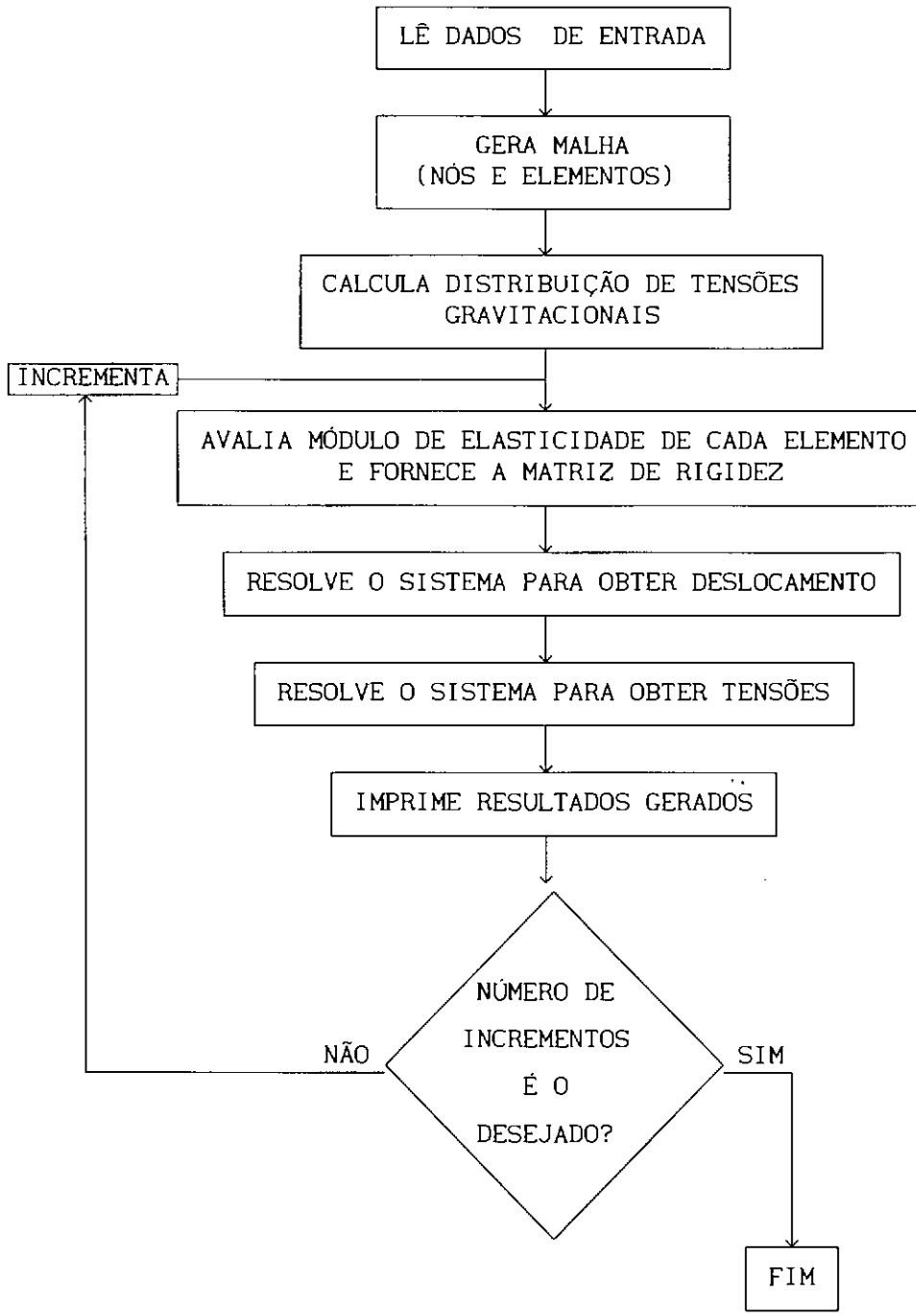


Figura 4.4 - Fluxograma do programa FEPAVE.

O programa, como foi citado no ítem anterior, usa o MEF de acordo com o esquema mostrado na Figura 4.5

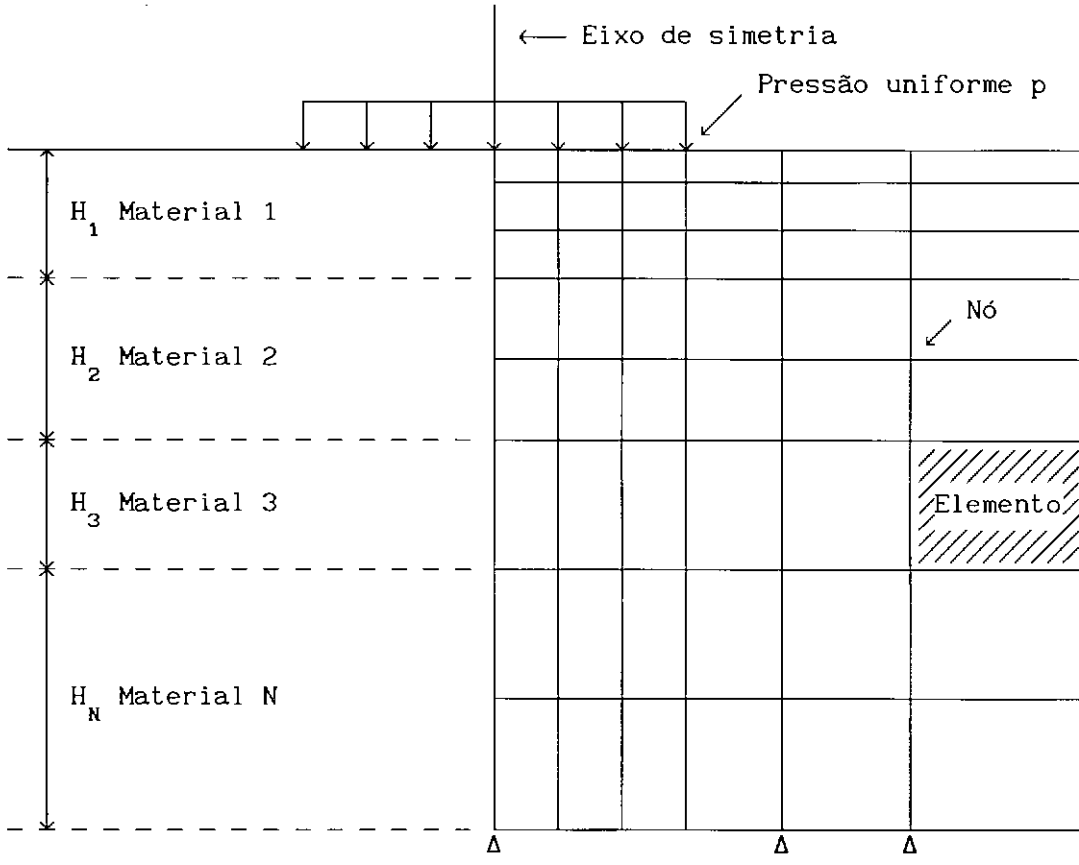


Figura 4.5 - Malha e condições de fronteira para o programa FEPAVE.

A solução é formulada em termos de variáveis de interesse da engenharia tais como os deslocamentos, levando em conta efeitos diferenciados como a não linearidade e a influência da temperatura. A cada um dos elementos da discretização, que formam uma malha que substitui idealmente a estrutura real, associa-se um material e um campo de deslocamento ou uma função de interpolação relacionando os pontos do interior e das fronteiras (pontos nodais ou nós). As fronteiras do problema têm condições de contorno bem definidas que estabelecem as restrições de movimentação cabíveis. Calcula-se para cada elemento, que se liga aos outros pelas faces e nós, a matriz de rigidez associada à sua geometria e ao material que o compõe. Monta-se a seguir uma matriz de rigidez global da estrutura que permite resolver um sistema de equações simultâneas que fornecerá as tensões e deformações procuradas.

Para resolver este sistema de equações é necessário se conhecer os parâmetros que caracterizam cada material, os quais são

estabelecidos em ensaios de laboratório com as máximas precisão e representatividade possíveis. Os modelos de comportamento assim determinados são embutidos no programa de cálculo, permitindo sua escolha pelo usuário.

A precisão da técnica utilizada e dos parâmetros adotados deve ser confrontada com soluções teóricas adequadas. Quando não se dispõe de solução teórica para o problema em toda sua complexidade, a comparação com medições diretas de obras também se constitui um bom processo de conferência para os resultados da análise numérica. O FEPAVE tem mostrado boa concordância entre deflexões com ele calculadas e as medidas com a viga Benkelman. Na única experiência brasileira de medição de tensões *in situ* sob tráfego real ocorrida na Pista Experimental de Santa Catarina, os resultados também foram satisfatórios na comparação com as tensões calculadas pelo programa.

Também, como em qualquer método numérico aproximado, os resultados de uma análise pelo MEF devem ser interpretados à luz de todas as hipóteses admitidas. Por isto é muito importante que o usuário de um programa de cálculo conheça as hipóteses empregadas na formulação, tenha consciência das dificuldades numéricas que porventura ocorram e clareza sobre a caracterização adequada dos materiais.

O programa gera a malha de elementos finitos a partir do fornecimento do número de colunas e linhas e das distâncias entre elas. Na versão mais comum o coeficiente de Poisson é considerado constante em cada camada e deve ser menor que 0,5. Existe uma versão que incorpora uma adaptação desenvolvida por TRICHES (1985) que considera o coeficiente de Poisson variável com o estado de tensões. No entanto, pela dificuldade experimental de se obter a lei de variação do coeficiente de Poisson não se utiliza comumente este procedimento.

TRICHES (1985) mostrou que o uso dos incrementos de carga a partir das tensões gravitacionais levam a valores de deflexão muito menores que aquelas medidas no campo. Portanto, tem-se empregado normalmente o cálculo sem consideração das tensões gravitacionais, estimando-se os módulos iniciais a partir de valores mínimos embutidos no programa.

O FEPAVE é composto de várias subrotinas a saber:

- STIFF: forma a matriz de rigidez da estrutura;
- STRESS: calcula as tensões principais, octaédricas, radiais e verticais, adicionando os valores a cada incremento de carga;

- QUAD: estabelece as relações tensão-deformação. Aqui estão previstos os vários modelos de comportamento dos materiais e para cada código uma relação entre módulo resiliente e tensões é calculada. Pode-se adicionar novos modelos à medida que forem identificados em laboratório;
- TRISTIF: faz as integrações e forma a matriz das deformações.

Os dados de entrada estão descritos no Apêndice.

A saída dos resultados foi modificada, para uso no presente trabalho, de forma a poder optar pela impressão apenas dos valores de interesse imediato no dimensionamento:

- Deflexão: adotou-se o deslocamento vertical na superfície, correspondente ao raio igual a 15 cm multiplicado por dois para simular a roda dupla do eixo padrão e comparação com resultados de medições de campo;
- Deformação específica de tração: é calculada para a linha inferior da camada de revestimento, considerando-se a diferença de deslocamentos radiais entre o eixo de simetria da carga e a coluna mais próxima, dividida pela distância entre os nós. Admite-se que sob uma das cargas este parâmetro é maior que no ponto de simetria entre as duas cargas do eixo padrão;
- Diferença de tensões no revestimento: para simular o que ocorre no ensaio de compressão diametral, calcula-se este parâmetro como a diferença entre a tensão vertical e a tensão radial do primeiro elemento sob a carga, na linha inferior do revestimento;
- Tensão vertical no subleito: como as tensões no programa são calculadas no centro de cada elemento, admitiu-se como critério para este parâmetro a média dos valores calculados para os elementos mais próximos do centro da carga, da linha de elementos imediatamente acima do subleito e o imediatamente abaixo da cota do subleito. É um critério que deve superestimar as tensões. Ainda se incorre em algum erro adicional pois o MEF, no caso do FEPAVE, não garante a continuidade das tensões entre elementos.

Mostra-se a seguir um exemplo de saída resumida dos resultados do programa conforme as definições acima (Quadro 3).

```
CASO:    1
          ---------------- ANALISE AXIMETRICA POR ELEMENTOS FINITOS DE ESTRUTURA DE PAVIMENTOS ----------------
           ---------- MB 3  MS 4 - SIMULACAO 1 - ESTUDO DO CATALOGO DE ESTRUTURAS                          -----
                                   RAIO DA AREA CIRCULAR CARREGADA =   10.80000
                                   PRESSAO MEDIA NA AREA CARREGADA =    5.60000

          VALOR DE MERK IGUAL A O=>INDICA CALCULO SEM CONSIDERACAO DAS TENSOES GRAVITACIONAIS

CAMADA =  1   ESPESSURA =     5.00000   PESO ESPECIFICO =    0.00240   COEFICIENTE DE EMPUXO =  1.00   CODIGO DO MATERIAL = 3.0

                 TEMP.     MOD RESIL   C. POISS        K1          K2          K3          K4          K5
                  0.0       10000.00       0.30       0.0         0.0         0.0         0.0         0.0

CAMADA =  2   ESPESSURA =    10.00000   PESO ESPECIFICO =    0.00200   COEFICIENTE DE EMPUXO =  1.00   CODIGO DO MATERIAL = 8.0

                 TEMP.     MOD RESIL   C. POISS        K1          K2          K3          K4          K5
                  0.0           0.0       0.35    2020.00        0.47        0.0         0.0         0.0

CAMADA =  3   ESPESSURA =   285.00000   PESO ESPECIFICO =    0.00180   COEFICIENTE DE EMPUXO =  1.00   CODIGO DO MATERIAL = 9.0

                 TEMP.     MOD RESIL   C. POISS        K1          K2          K3          K4          K5
                  0.0           0.0       0.45    7200.00       -1.00        0.0         0.0         0.0
                 *****                                                                                *****

          RESUMO DOS RESULTADOS DE TENSOES E DEFORMACOES

          DEFLEXAO:  -16. CENTESIMOS DE MM

          DEFORMACAO ESPECIFICA DE TRACAO: 0.0005662604

          DIFERENCA DE TENSOES NO REVESTIMENTO:   6.53 KGF/CM**2

          TENSAO VERTICAL NO SUBLEITO:   2.93 KGF/CM**2
```

QUADRO 3- Exemplo de saída do programa FEPAVE

4.6 OTIMIZAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO

Os métodos de dimensionamento de pavimentos podem classificar-se em três categorias:

a - **métodos empíricos**: as espessuras dos pavimentos são função de um índice do suporte do subleito; exemplo: o que se baseia no CBR do subleito, como o adotado pelo DNER. A experiência indica que para determinado valor de CBR do subleito é necessário colocar tantos centímetros de pavimento para resistir a cargas de roda determinadas; assim é também o método da Califórnia que se baseia no ensaio de valor R do subleito, embora neste método diferentes fatores sejam considerados explicitamente (coesão do revestimento, resiliência do subleito, pressão de expansão e força de exudação do solo compactado do subleito, etc) o que lhe dá um caráter de racionalidade maior que o do CBR na sua formulação original. Não há razão em denegrir o empirismo inteligente.

b - **métodos mecanísticos**: quando se analisam tensões e deformações na estrutura do pavimento e subleito segundo um modelo matemático, causadas por cargas do tráfego, e se estabelecem espessuras total e das camadas em função das propriedades mecânicas dos materiais dos pavimentos;

c - **métodos consolidados ou catálogo de estruturas**: que usa a experiência comprovada e apoiada por considerações mecanísticas e se traduz em recomendações de perfis de pavimentos com determinados materiais de construção de um catálogo de estruturas. Representam a consolidação de experiência sistematizada com racionalidade, por vezes restrita a regiões de extensão limitada (a de um estado do Brasil, ou Bélgica, França, etc).

Qualquer que seja o método há sempre a contribuição indispensável da observação e experimentação, nos empíricos de modo direto e construtivo, e nos mecanísticos de ensaios de laboratório e de campo com a simulação de condições reais, atuais ou previsíveis.

A ainda limitada extensão, no país, de trechos experimentais não permite a sistematização de um catálogo. No entanto, como um passo intermediário entre o método empírico do CBR hoje adotado no país e o método analítico ora proposto, resolveu-se fazer uma análise paramétrica

de estruturas simples de três camadas que possibilitassem o preparo de alguns ábacos de pré-dimensionamento ou anteprojeto, na falta de todos os dados necessários.

Para que o número de variáveis não crescesse muito, optou-se por uma estrutura de três camadas. A primeira é um revestimento de características elásticas (E, μ) constantes, de espessuras 5 cm, 7,5 cm, 10 cm e 15 cm e com módulos de 10000, 20000, 30000, 40000 e 60000 kgf/cm^2. A segunda camada é composta por material granular de espessuras 10 cm, 20 cm, 30 cm e 40 cm, adotando-se módulos constantes ou variáveis representativos de uma brita graduada ou de um solo granular laterítico. Para o subleito admitiram-se, também, as situações de módulos constantes ou variáveis representativos de um material argiloso, laterizado, siltoso ou arenoso.

A combinação destas alternativas resultou no cálculo de 1280 estruturas com o programa FEPAVE em microcomputador durante, aproximadamente, 200 horas.

A partir dos resultados assim obtidos foi possível traçar os gráficos mostrados nas Figuras 4.6 a 4.21 que permitem estimar os parâmetros de dimensionamento: ε_t, σ_v, deflexão e diferença de tensões.

Comparando-se estes valores com os admissíveis pode-se obter o número N de projeto para cada caso.

A equivalência entre camadas, no caso de se querer subdividir as camadas, pode ser feita por exemplo pela equação abaixo (RODRIGUES (1987), para camadas superiores que trabalhem à flexão:

$$E = \left(\frac{h_1 E_1^{1/3} + h_2 E_2^{1/3}}{h_1 + h_2} \right)^3$$

A análise das figuras permitiu compor o Quadro 4 onde se procurou fazer um balanço qualitativo das influências das espessuras e módulos nos parâmetros de projeto.

Pode-se notar que existe uma diferença de comportamento no estado de tensão-deformação quando se empregam módulos constantes ou variáveis com o estado de tensões.

A comparação dos valores dos parâmetros de projeto permite as seguintes observações:

a - base granular de brita sobre subleito também granular corresponde às maiores deflexões, deformações específicas de tração e diferença de tensões no revestimento; neste

caso um aumento de base e de espessura de revestimento são necessários para se atingir níveis admissíveis para estes parâmetros;

b - as menores deflexões, deformações específicas de tração e diferença de tensões no revestimento correspondem ao caso de base de laterita sobre subleito também laterítico. Aqui as tensões verticais no subleito é que são elevadas, visto que, pelo fato do pavimento deformar muito pouco, não absorverá estas tensões;

c - em alguns casos o aumento da espessura do revestimento tem efeitos positivos e em outros contribui pouco;

d - dimensionar o pavimento não é só uma questão de determinar a espessura necessária, mas, também, de adequar as características elásticas das diversas camadas. Por exemplo, há casos em que o simples aumento de rigidez do revestimento proporciona o mesmo efeito de melhoria que um aumento de espessura do mesmo;

e - a influência da espessura da base é marcante para as tensões verticais no subleito praticamente em todos os casos, sendo pequena para as deformações específicas de tração no revestimento;

f - a influência do módulo do revestimento é grande em praticamente todos os casos, em todos os parâmetros, com algumas exceções para a deflexão no caso de camadas lateríticas. Nestes casos, não há vantagem em se enrijecer o revestimento;

g - a espessura do revestimento tem muita influência na diferença de tensões ocorrendo em alguns casos um comportamento duplo; é quando a diferença de tensões cresce com o aumento do revestimento até a espessura de 7,5 cm aproximadamente, e passa a decrescer à medida que o revestimento aumenta. Este comportamento é mais acentuado para módulos baixos quer do próprio revestimento quer das outras camadas;

Considerando, por hipótese, os seguintes valores como limites dos parâmetros de projeto, pode-se chegar a uma proposta de dimensionamento para cada um dos dezesseis casos estudados, conforme mostra o Quadro 5.

Os valores limites adotados são:

a - para a tensão vertical no subleito:

$$\sigma_{vmáx} = \frac{0,006 \text{ Módulo dinâmico}}{1 + 0,7 \log N}$$

$M_{Subleito} = 500 \text{ kgf/cm}^2$, $N = 10^8 \Longrightarrow \sigma_{vmáx} = 0,5 \text{ kgf/cm}^2$

$M_{Subleito} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$, $N = 10^8 \Longrightarrow \sigma_{vmáx} = 2,5 \text{ kgf/cm}^2$

b - para diferença de tensões no revestimento[3] (Tabela 3.6):

1 - para módulo do revestimento de 10000 kgf/cm^2:

$N = 9,3 \times 10^5 (\Delta\sigma)^{-3,40}$

$N = 10^8 \Longrightarrow \Delta\sigma_{admissível} = 3,79$

$N = 10^7 \Longrightarrow \Delta\sigma_{admissível} = 7,47$

2 - para módulo do revestimento de 30000 kgf/cm^2:

$N = 1,5 \times 10^7 (\Delta\sigma)^{-3,68}$

$N = 10^8 \Longrightarrow \Delta\sigma_{admissível} = 7,30$

$N = 10^7 \Longrightarrow \Delta\sigma_{admissível} = 13,64$

3 - para módulo do revestimento de 60000 kgf/cm^2:

$N = 2,67 \times 10^6 (\Delta\sigma)^{-2,65}$

$N = 10^8 \Longrightarrow \Delta\sigma_{admissível} = 8,24$

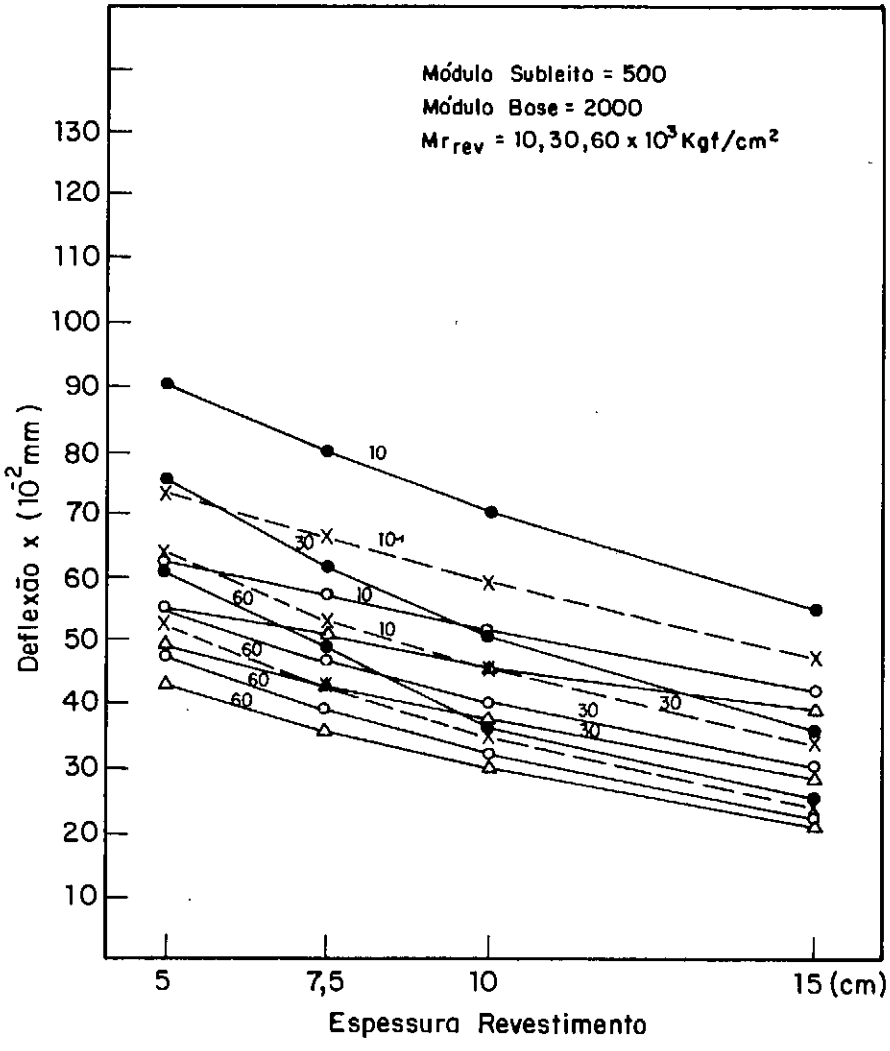
$N = 10^7 \Longrightarrow \Delta\sigma_{admissível} = 19,63$

---

[3] Em todos os casos admitiu-se um fator de campo-laboratório igual a 10^4 repetições (veja item 4.1).

CATÁLOGO DE ESTRUTURAS

FIGURAS 4.6 A 4.21
QUADROS 4 E 5



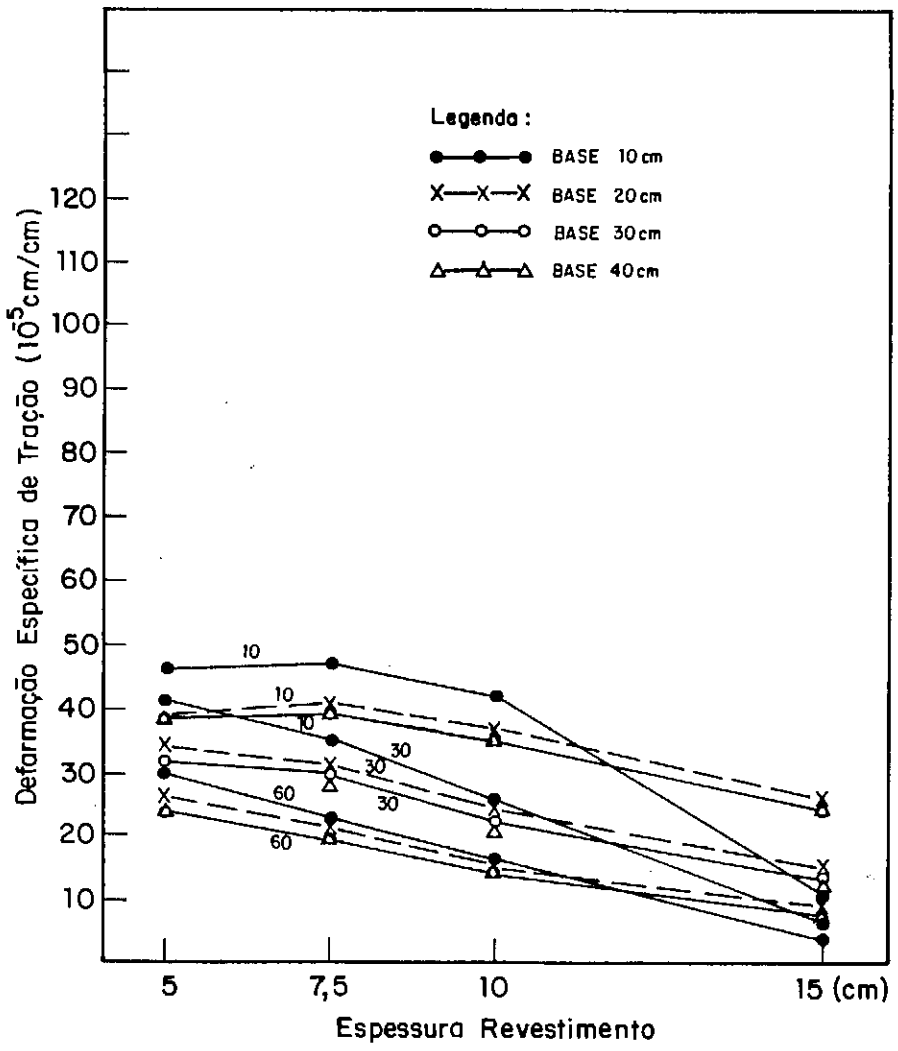
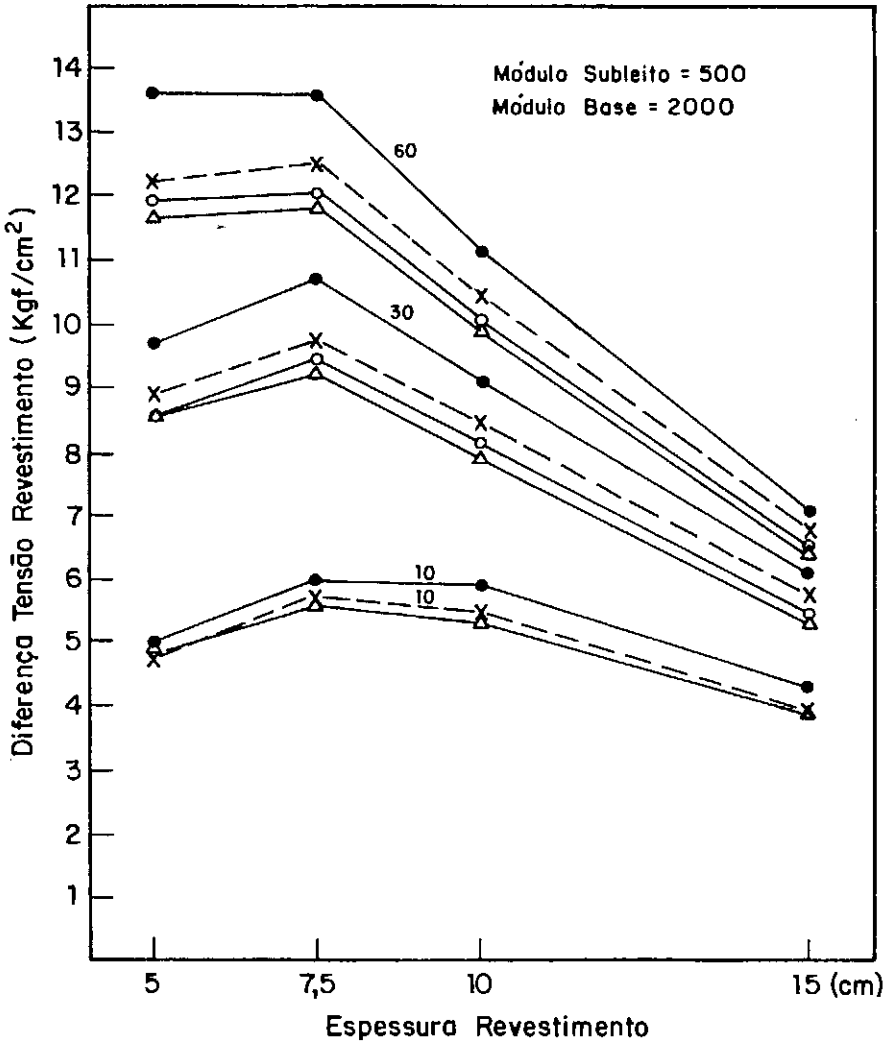


Figura 4.6 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 1.



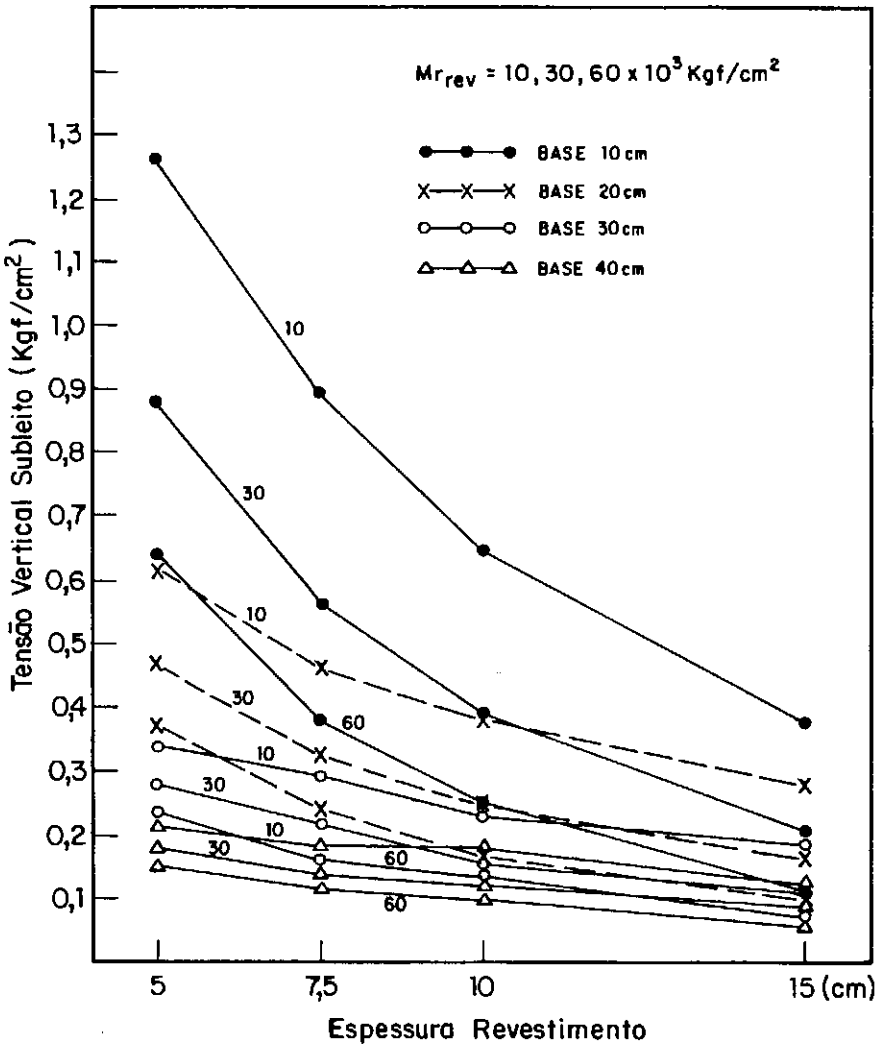
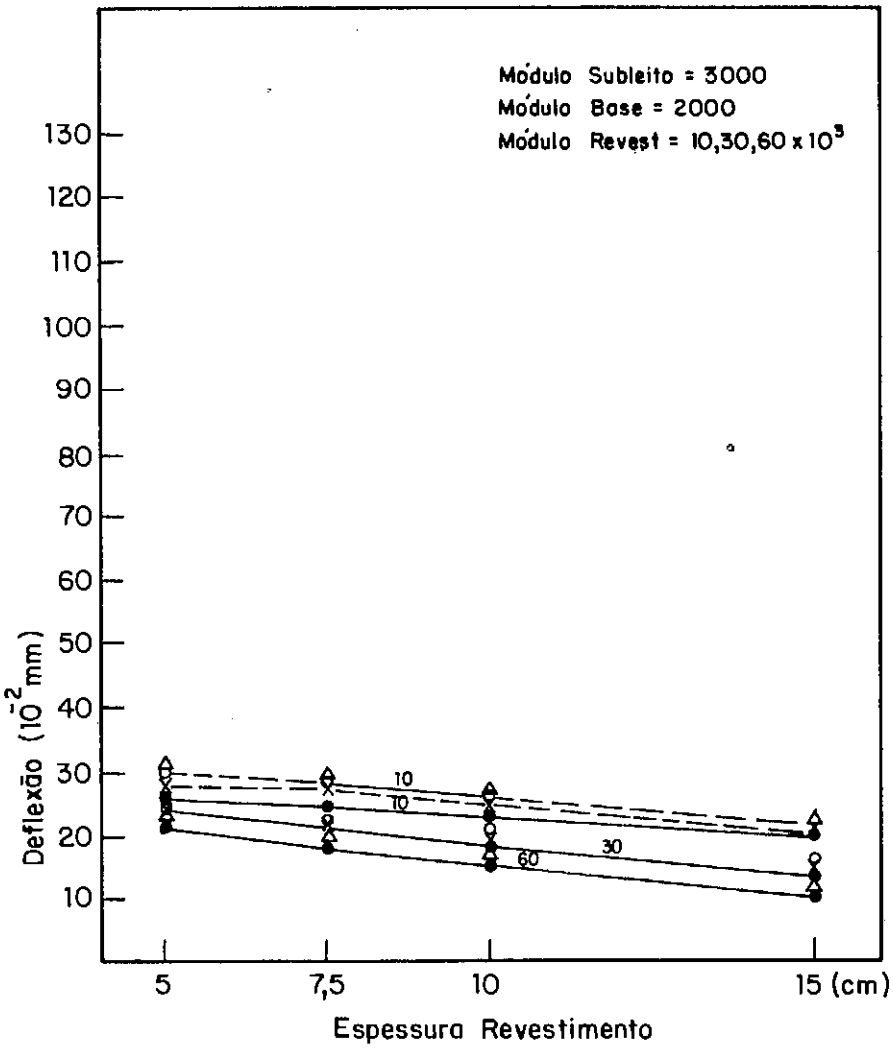


Figura 4.6 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 1.



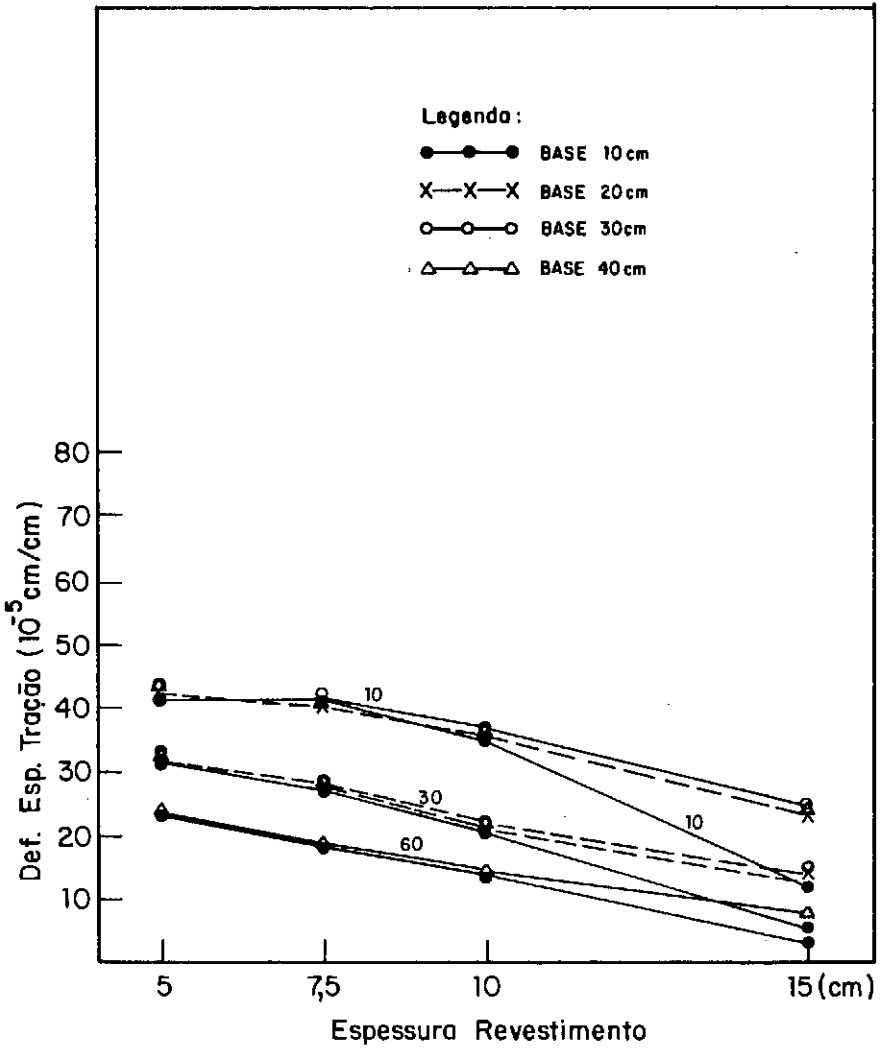
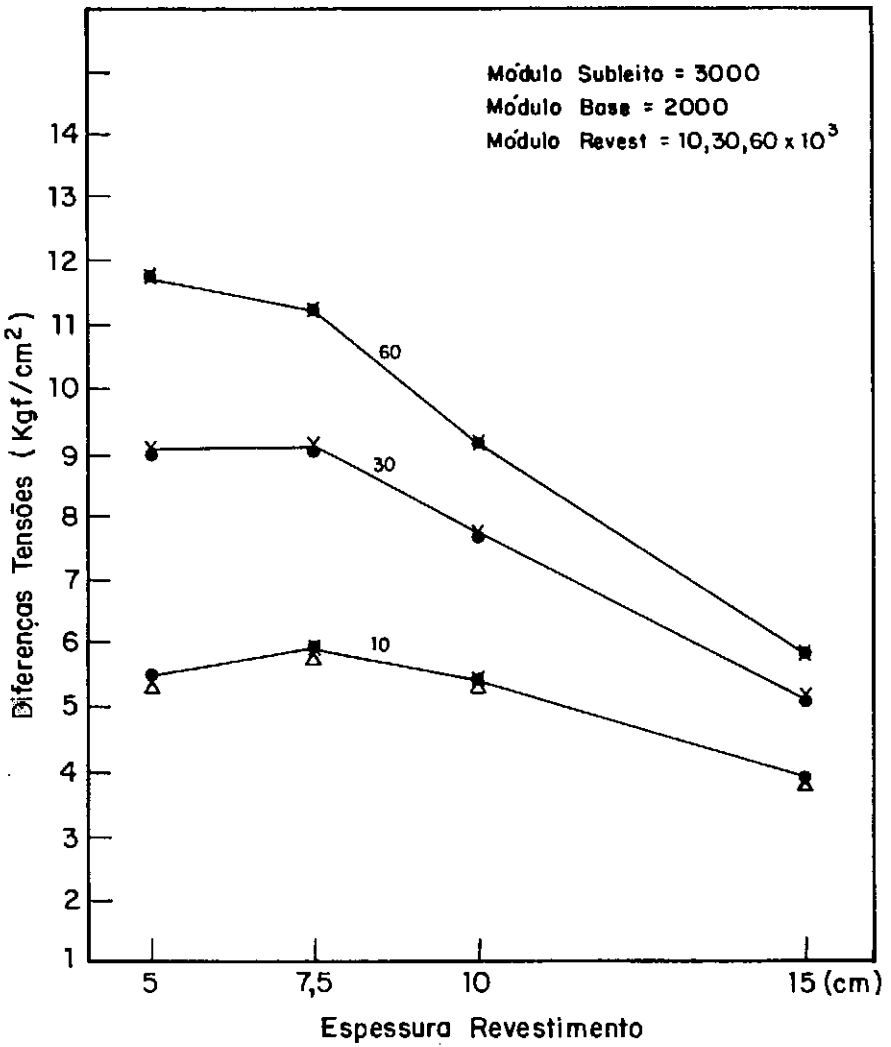


Figura 4.7 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 2.



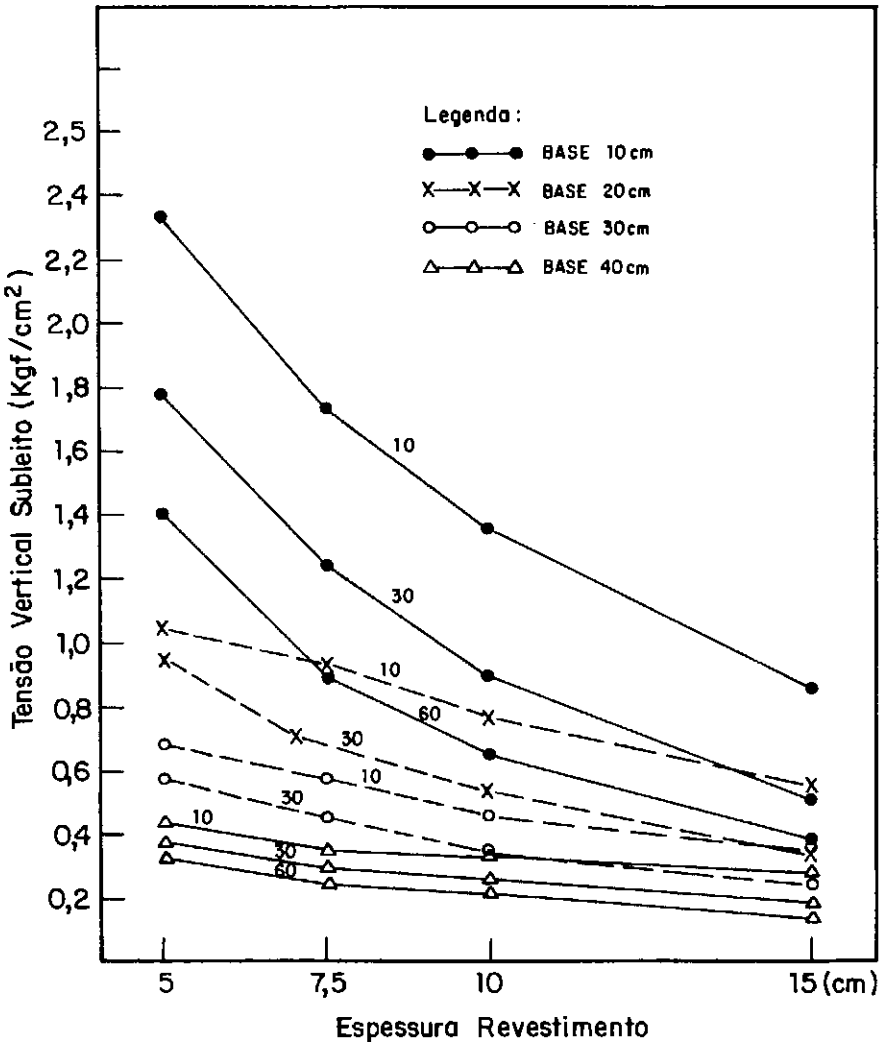


Figura 4.7 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 2.

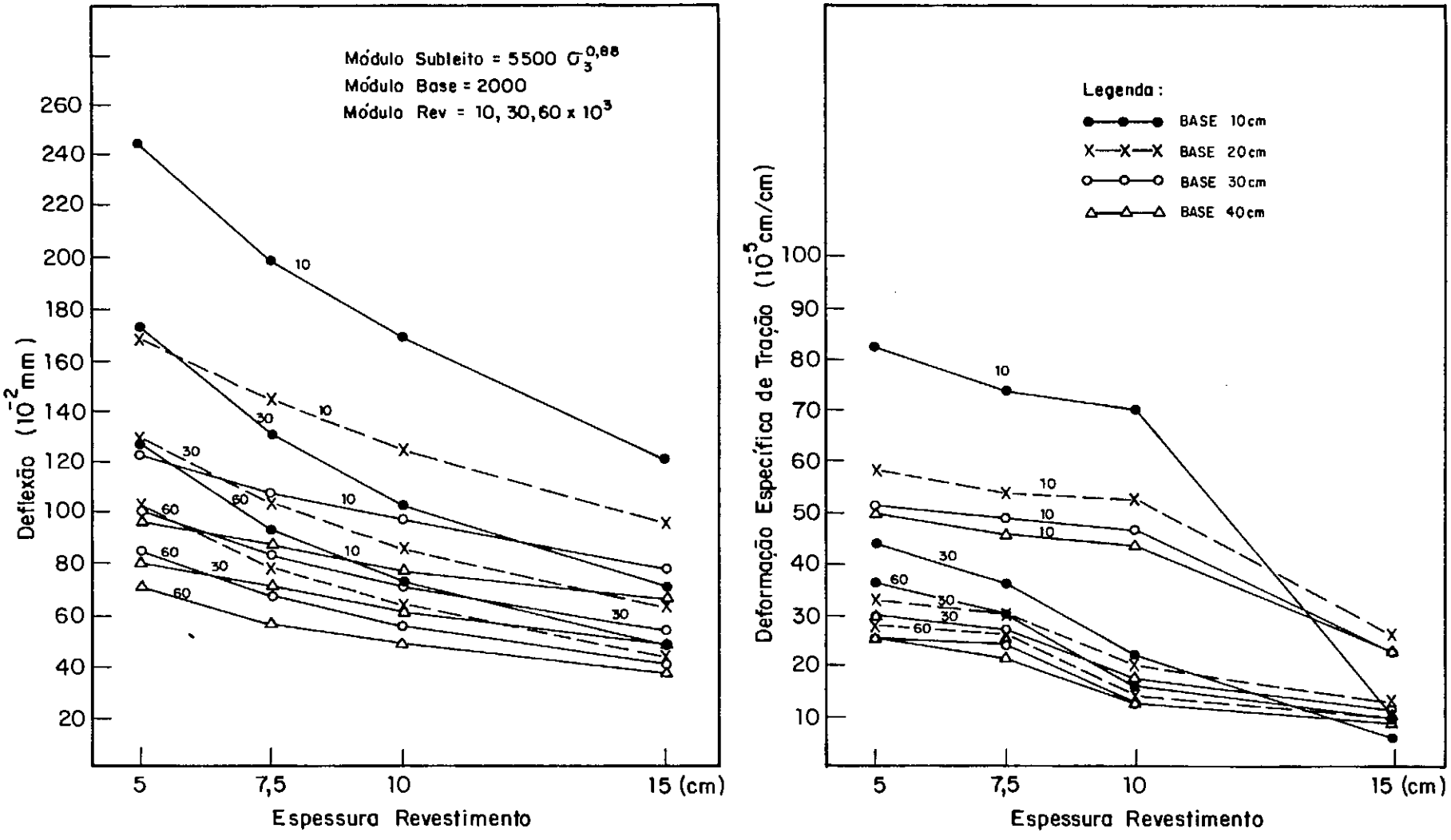


Figura 4.8 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 3.

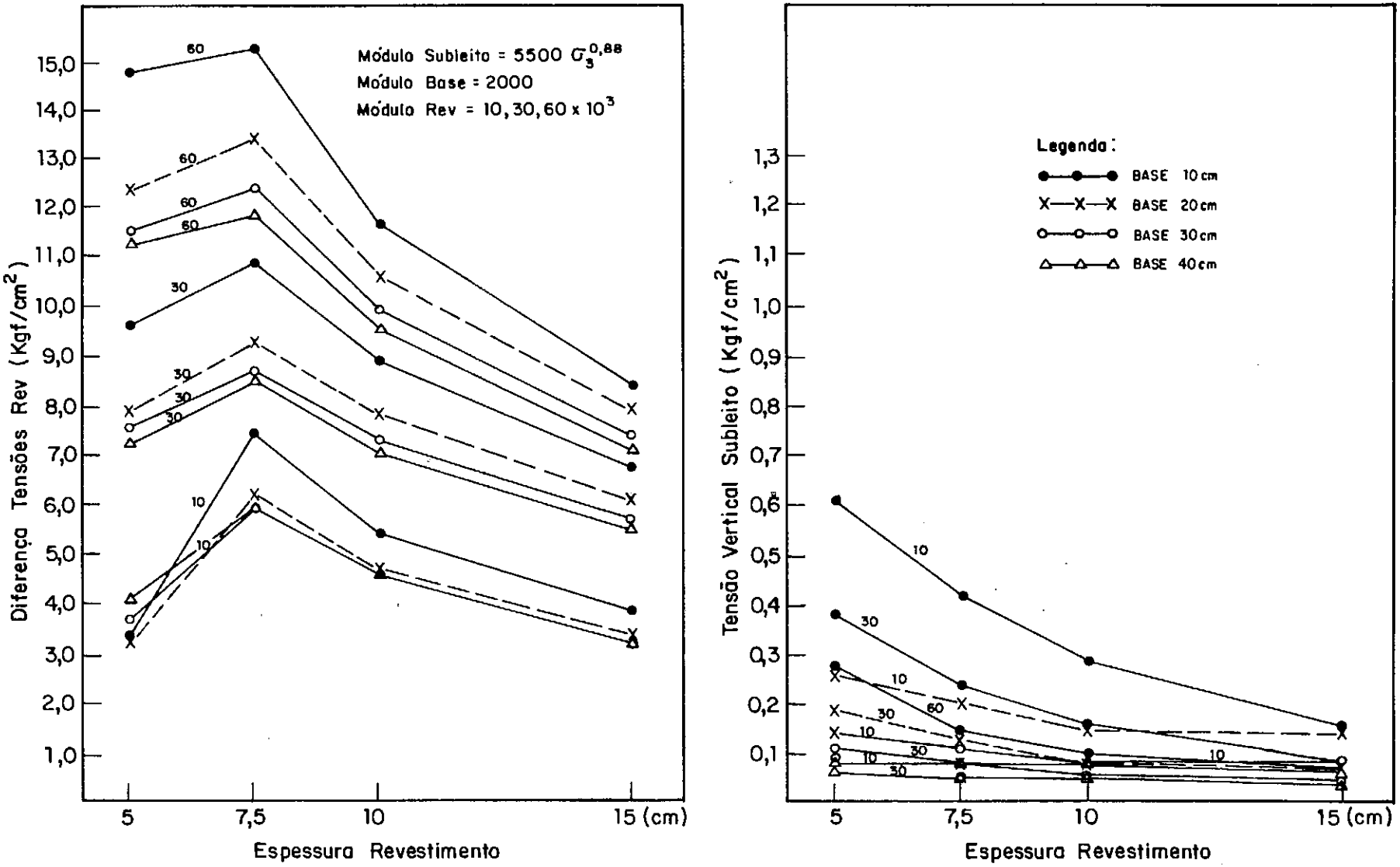


Figura 4.8 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 3.

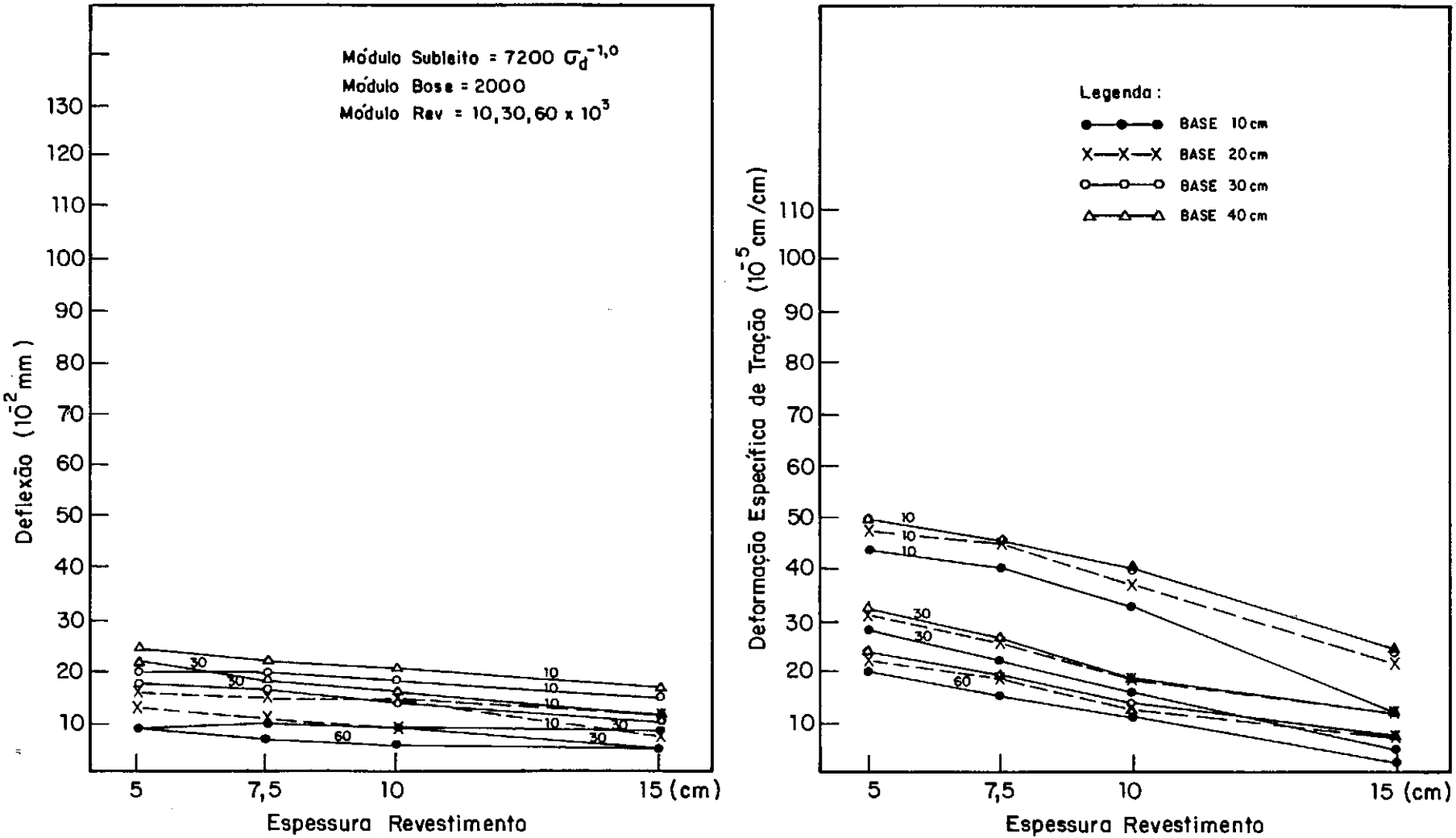
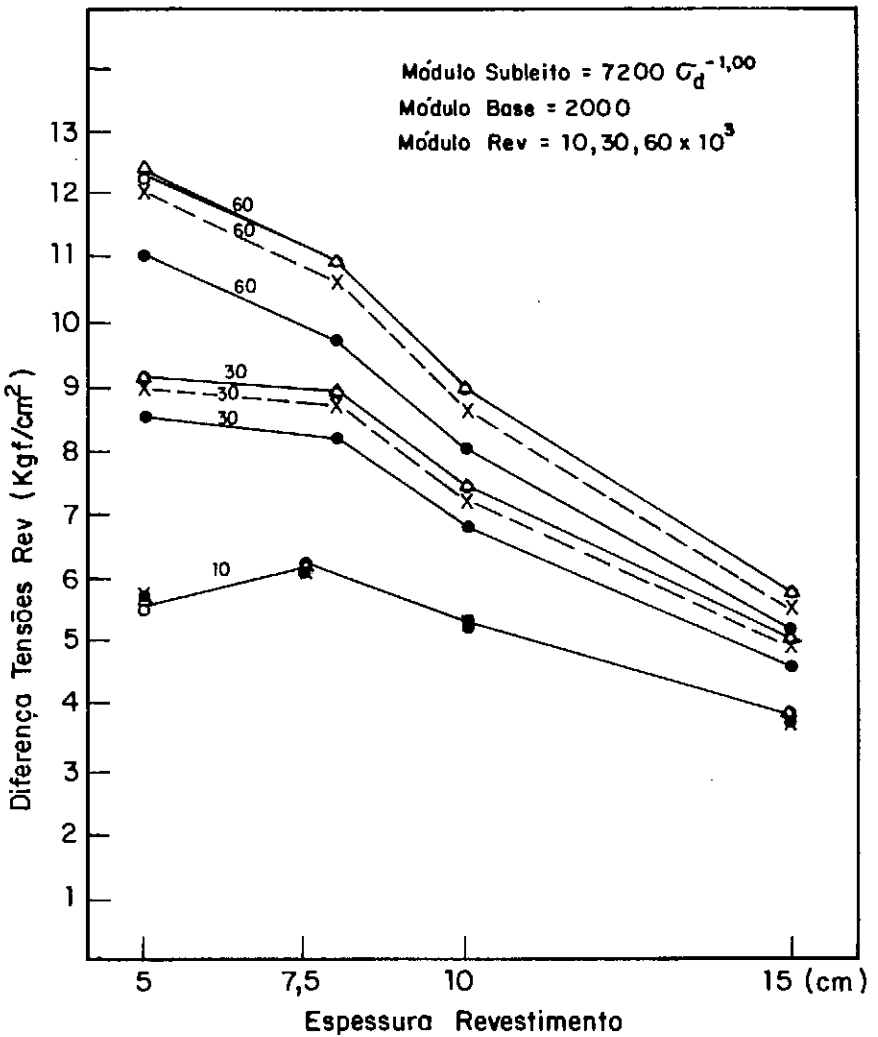


Figura 4.9 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 4.



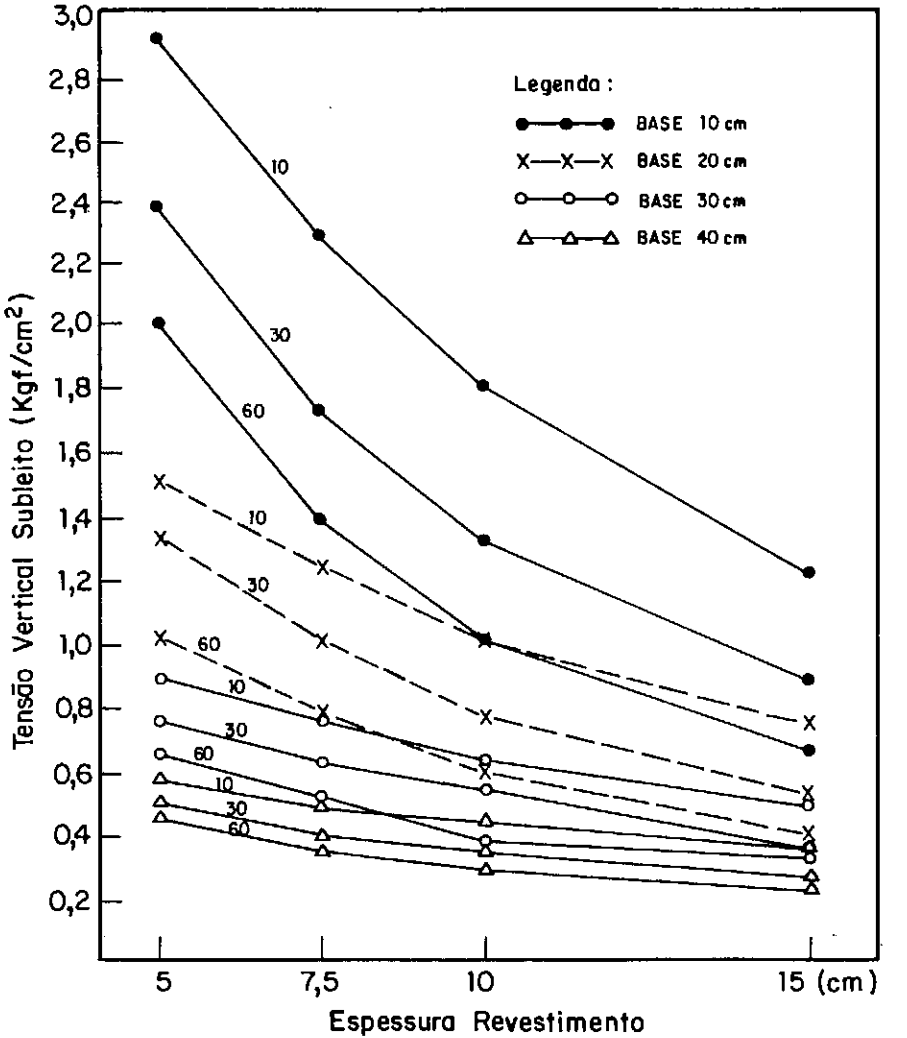


Figura 4.9 (b)-Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 4.

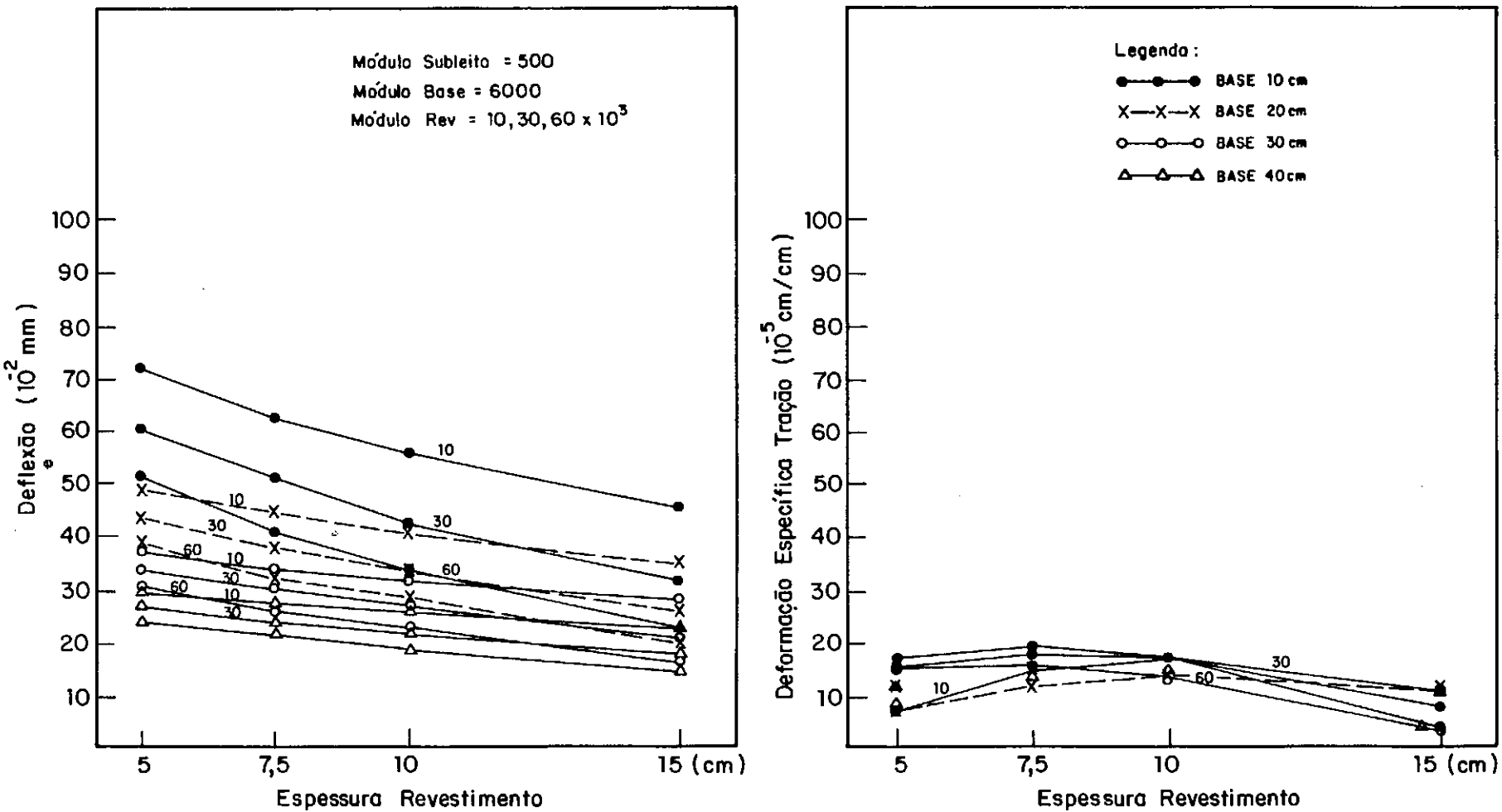


Figura 4.10 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 5.

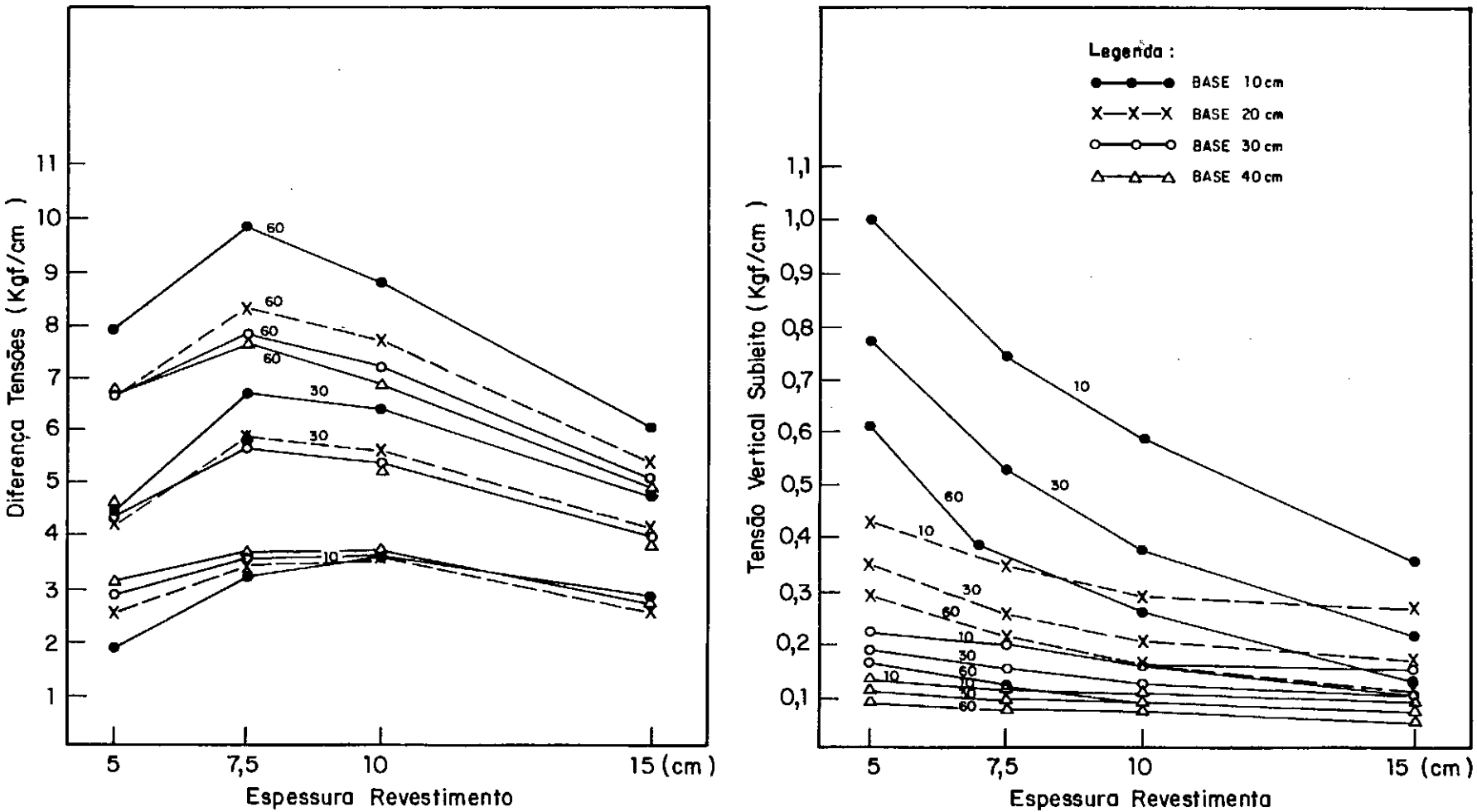


Figura 4.10 (b)-Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 5.

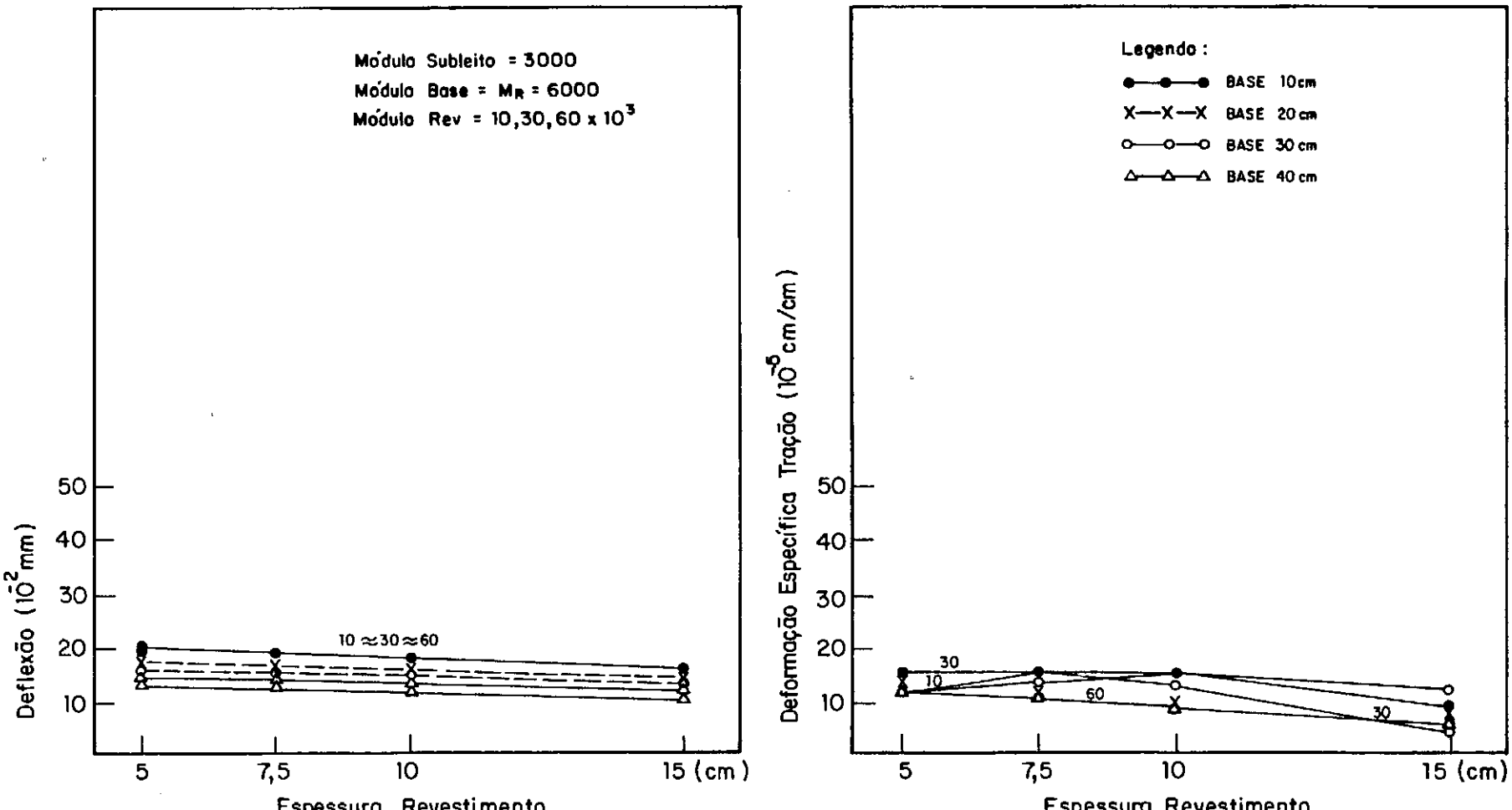


Figura 4.11 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 6.

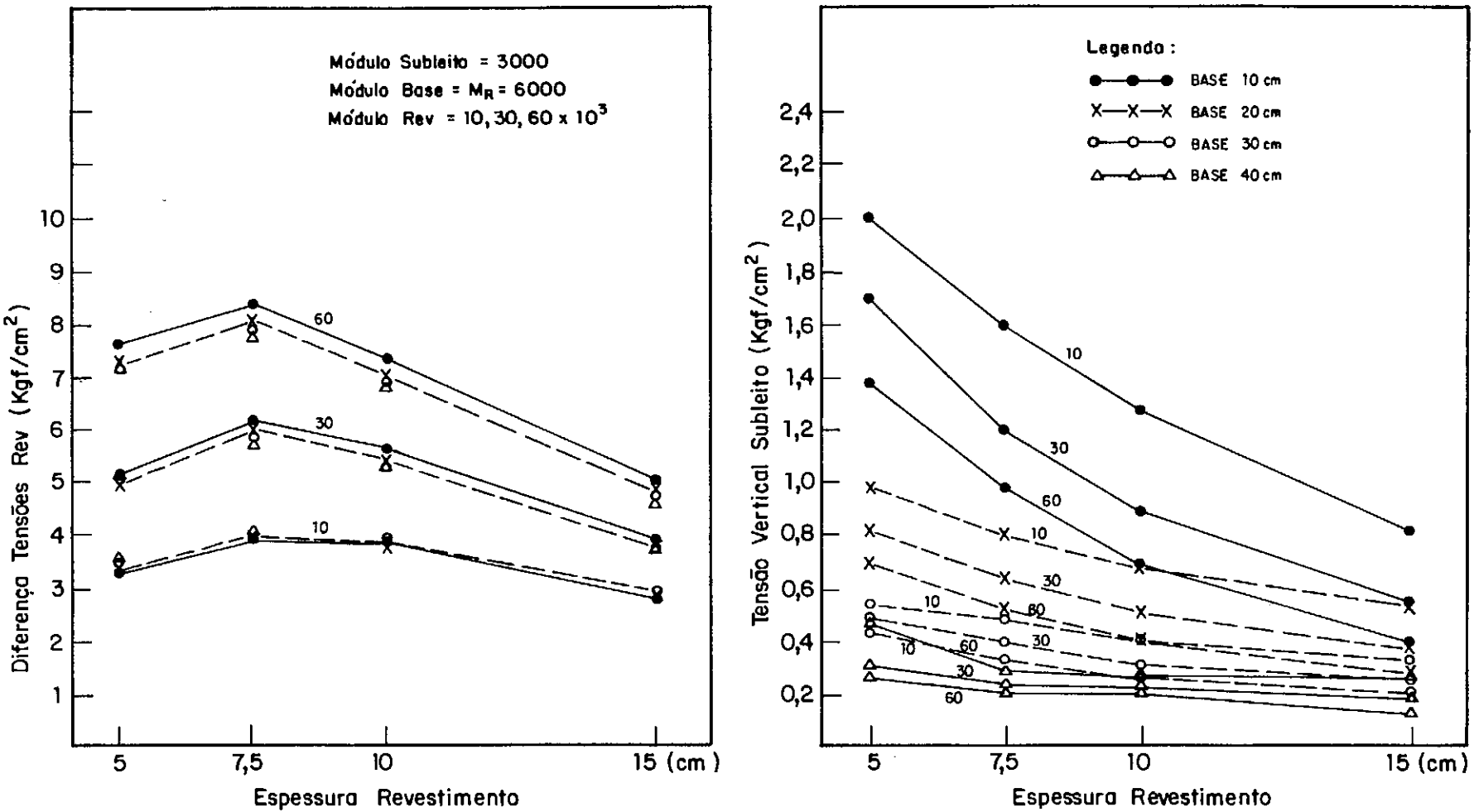
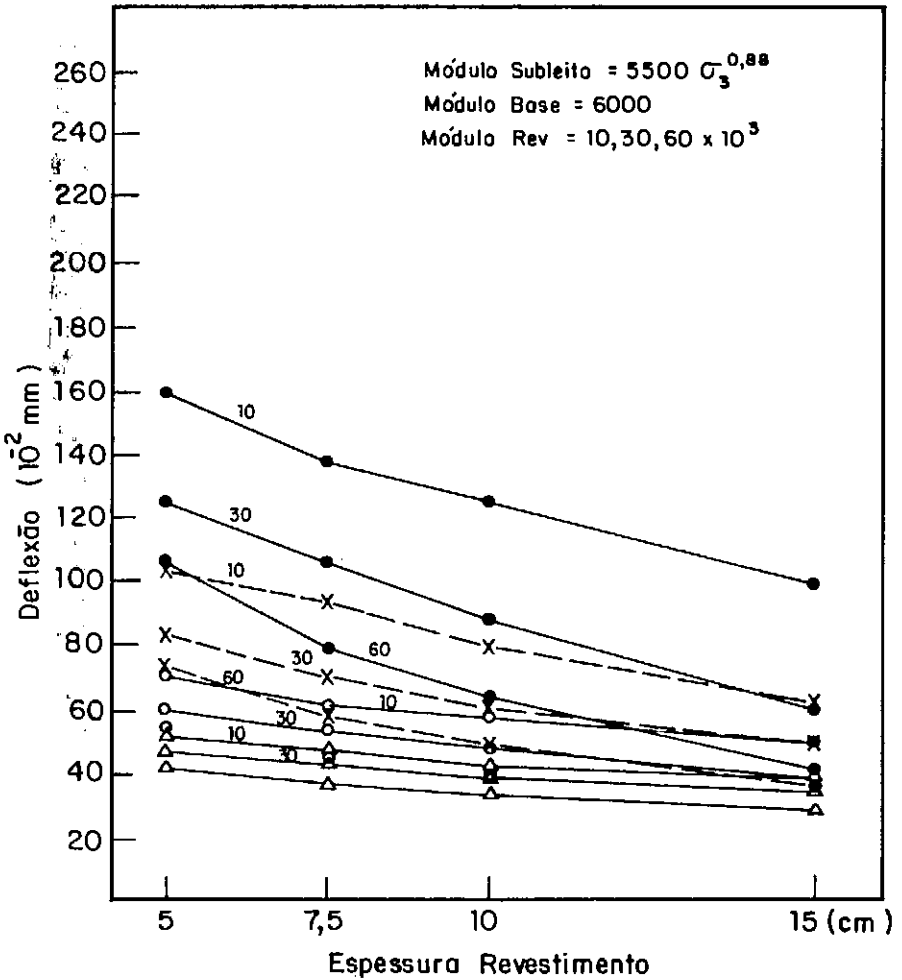


Figura 4.11 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 6.



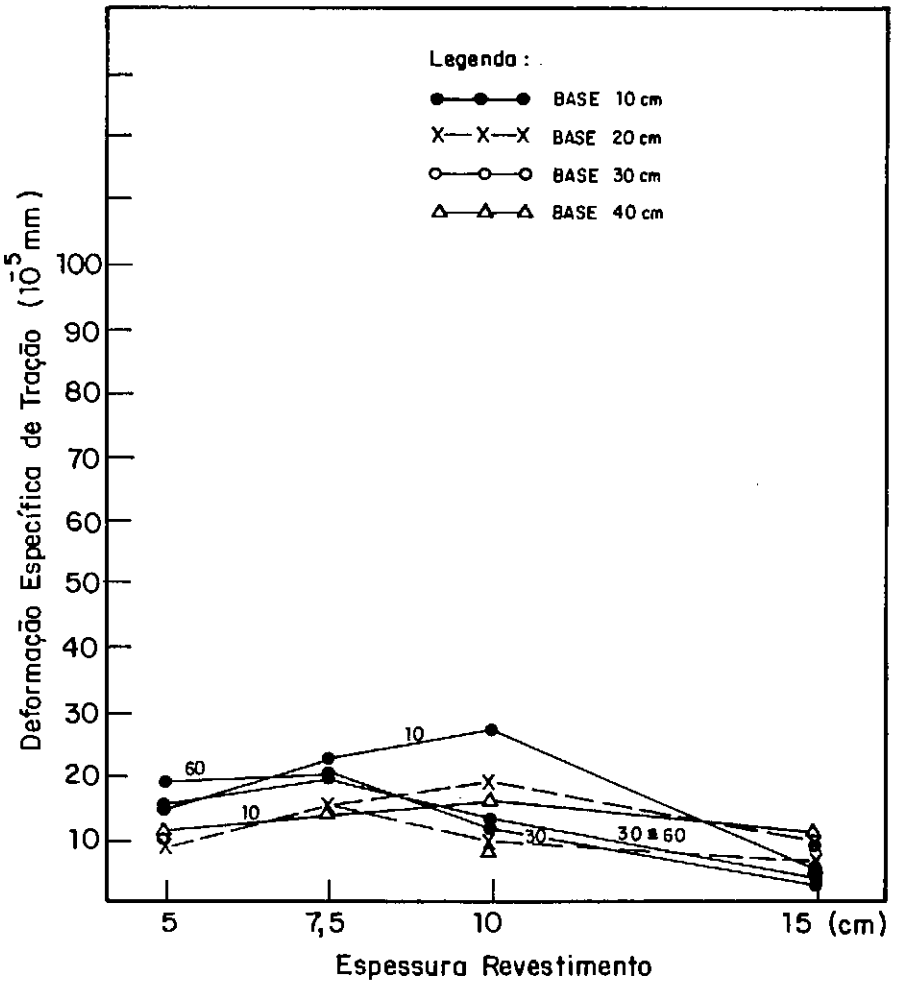
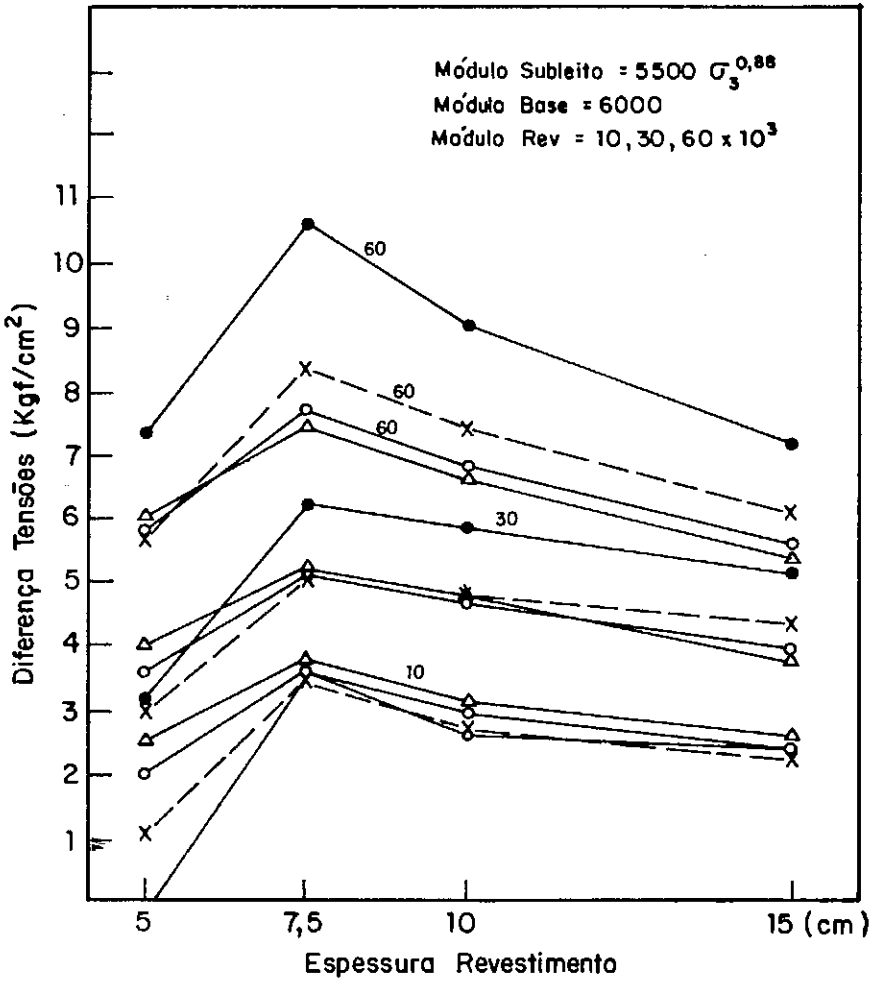


Figura 4.12 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 7.



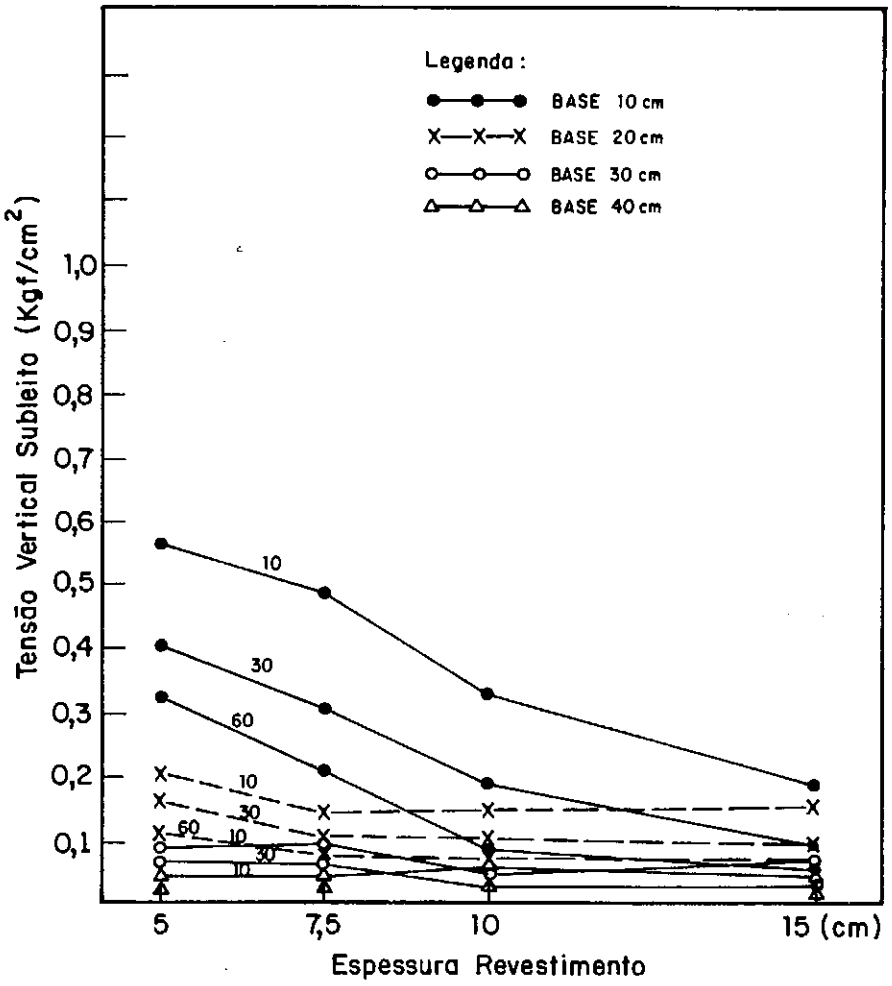
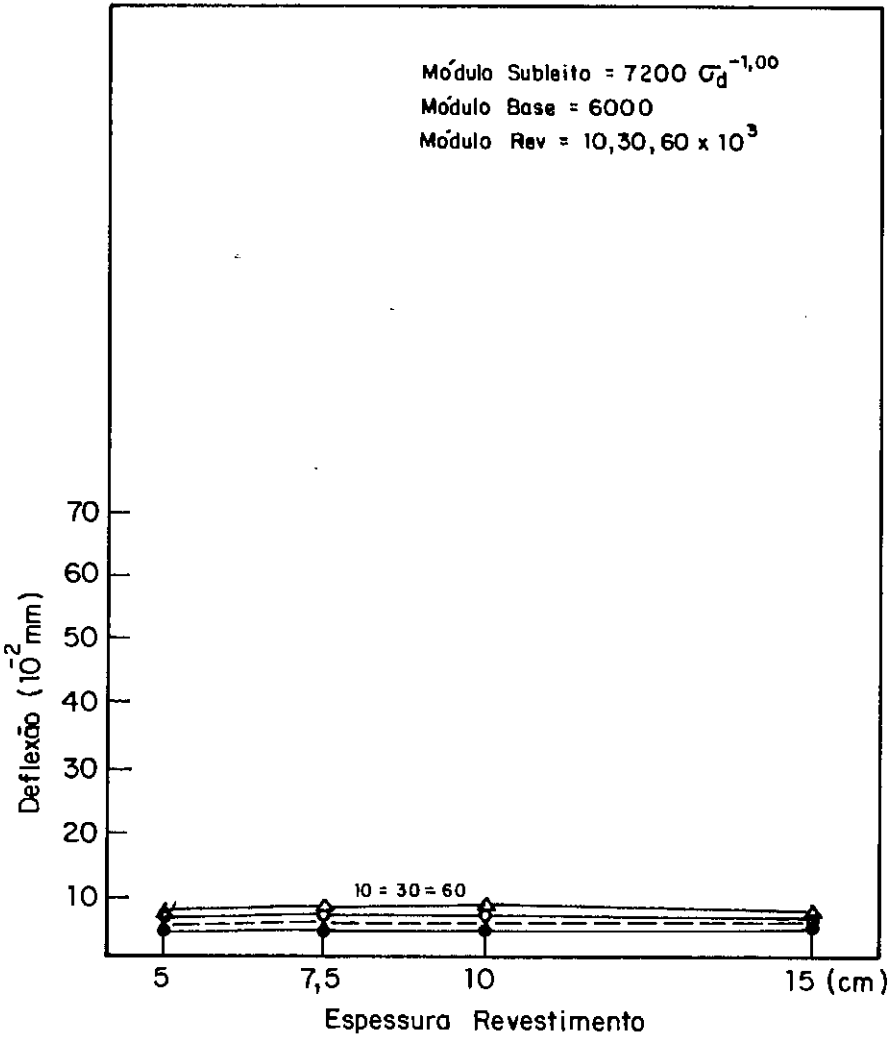


Figura 4.12 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 7.



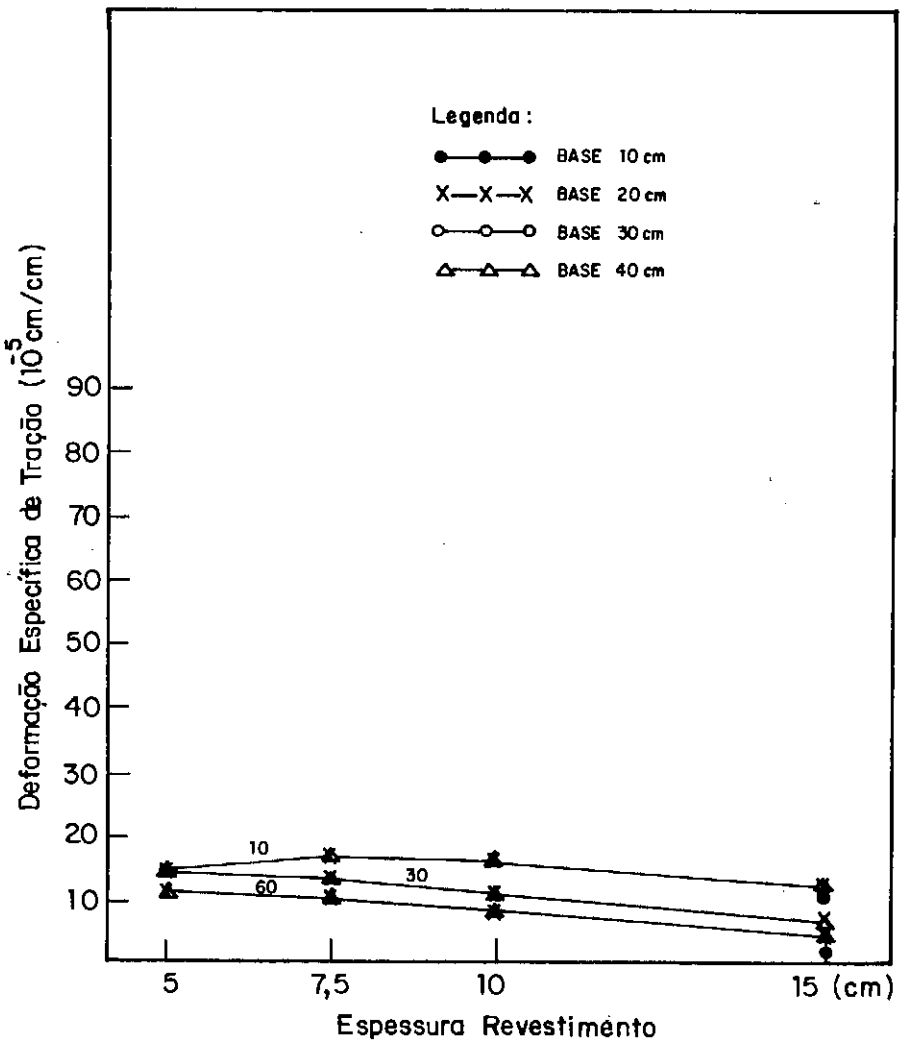
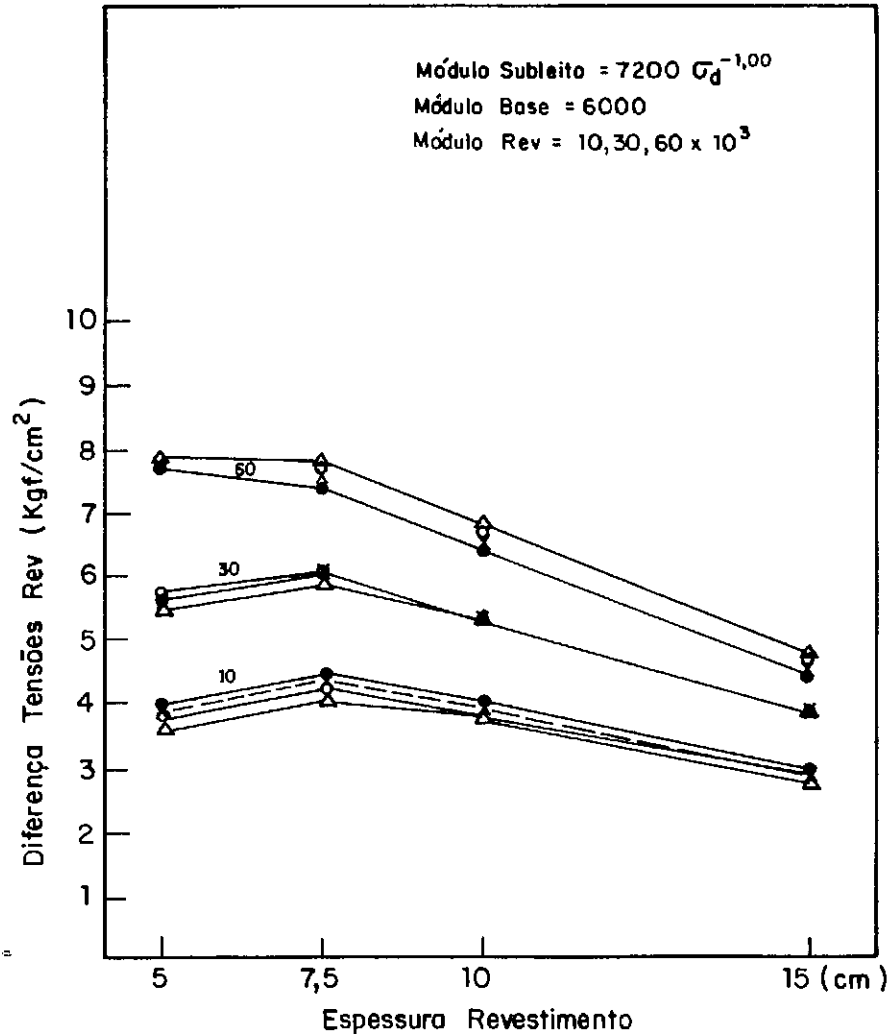


Figura 4.13 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 8.



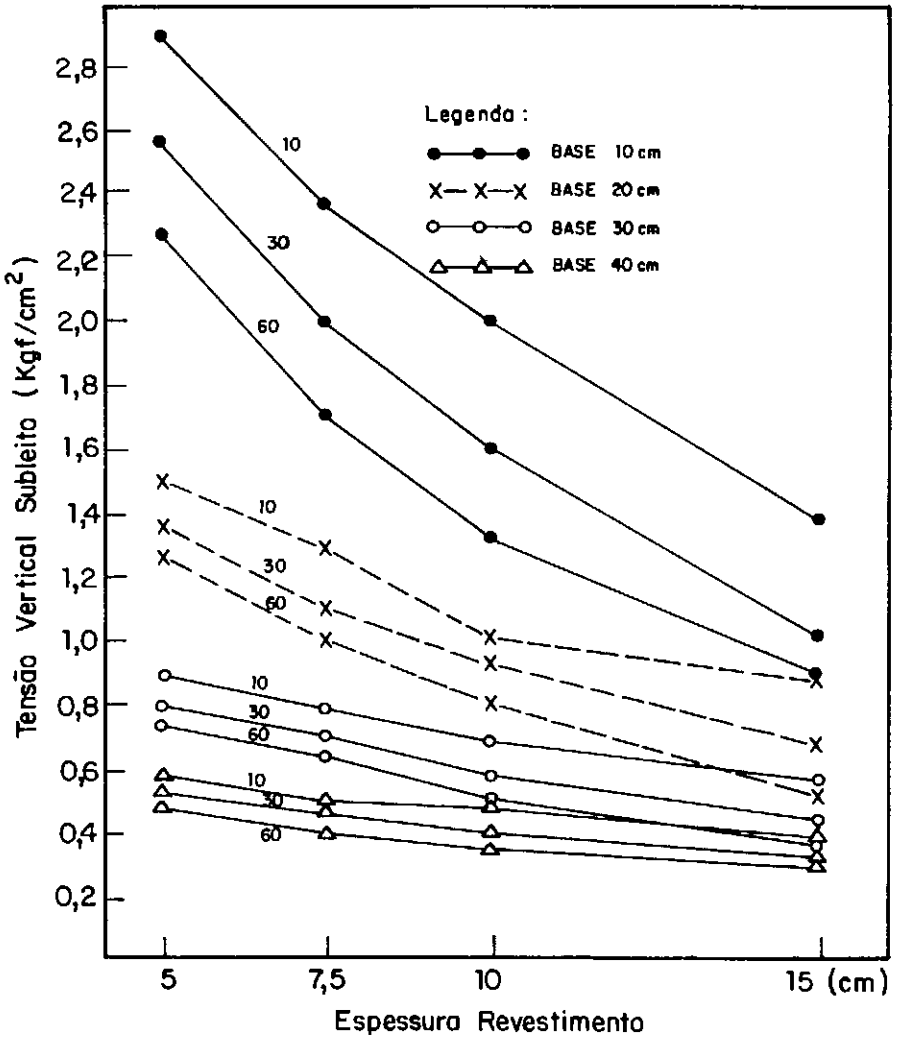


Figura 4.13 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 8.

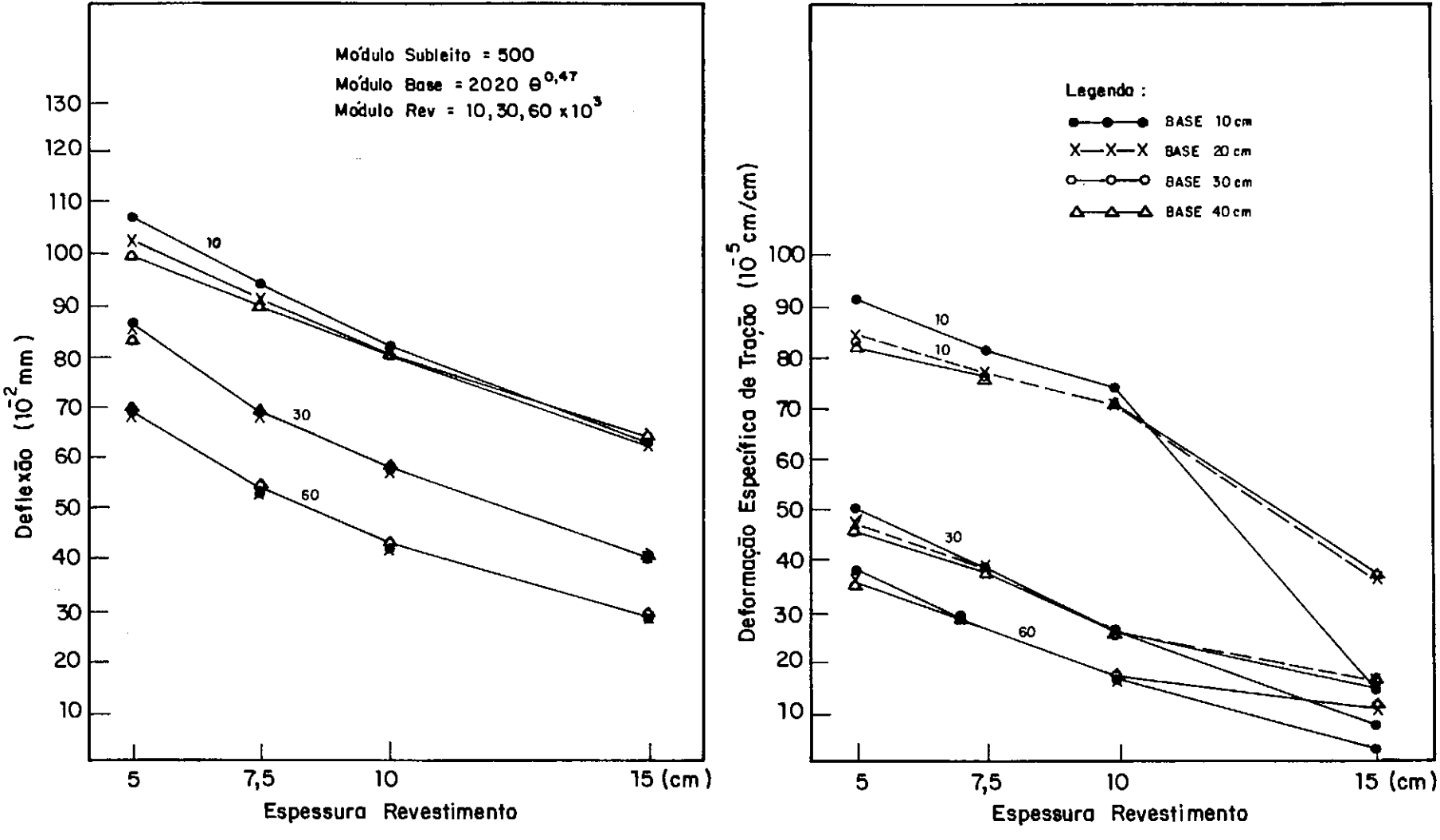
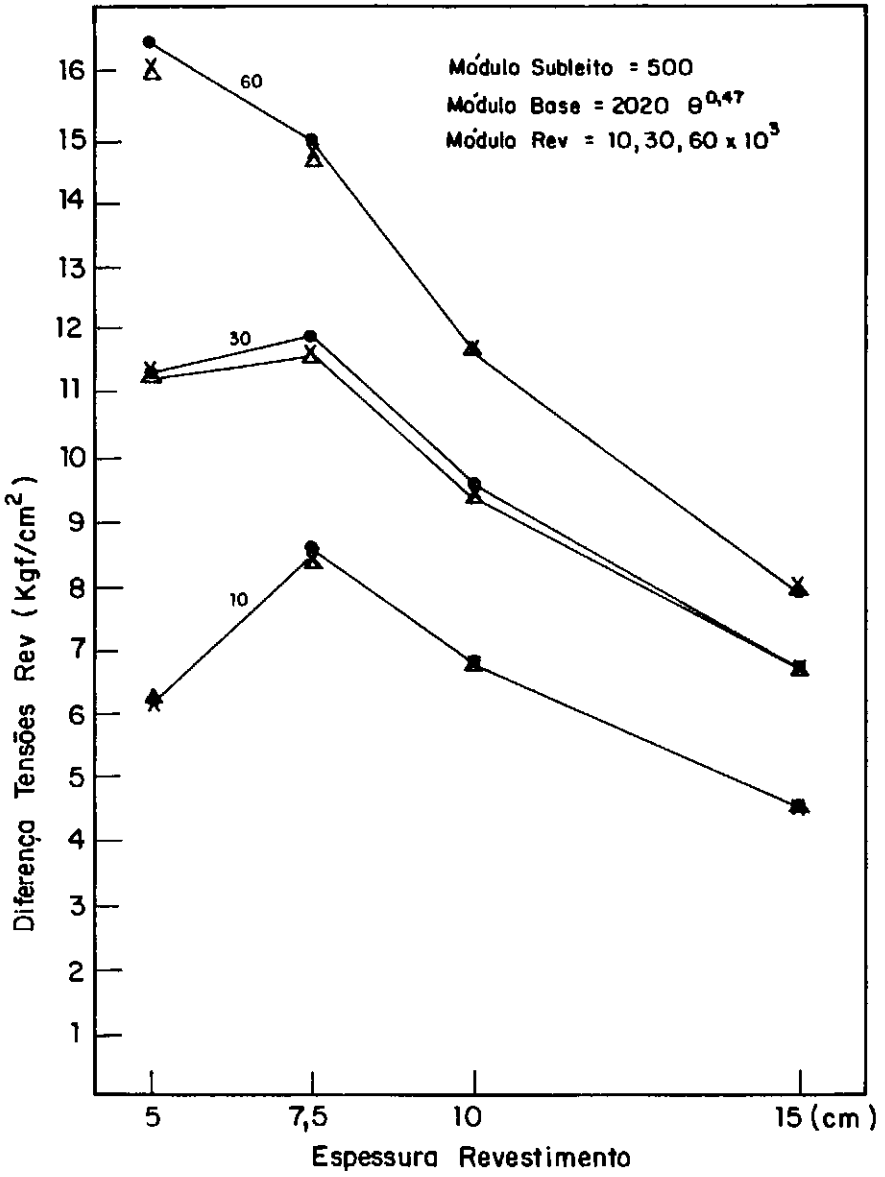


Figura 4.14 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 9.



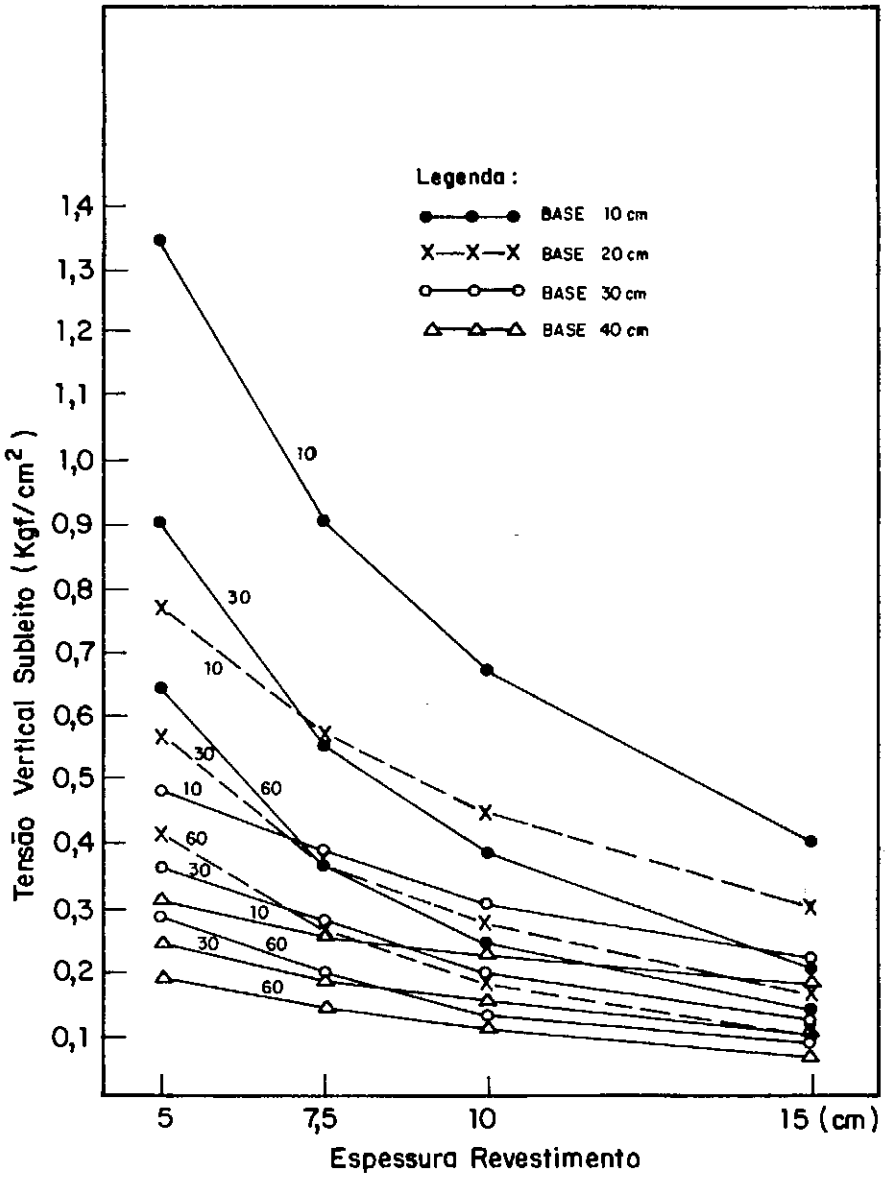


Figura 4.14 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 9.

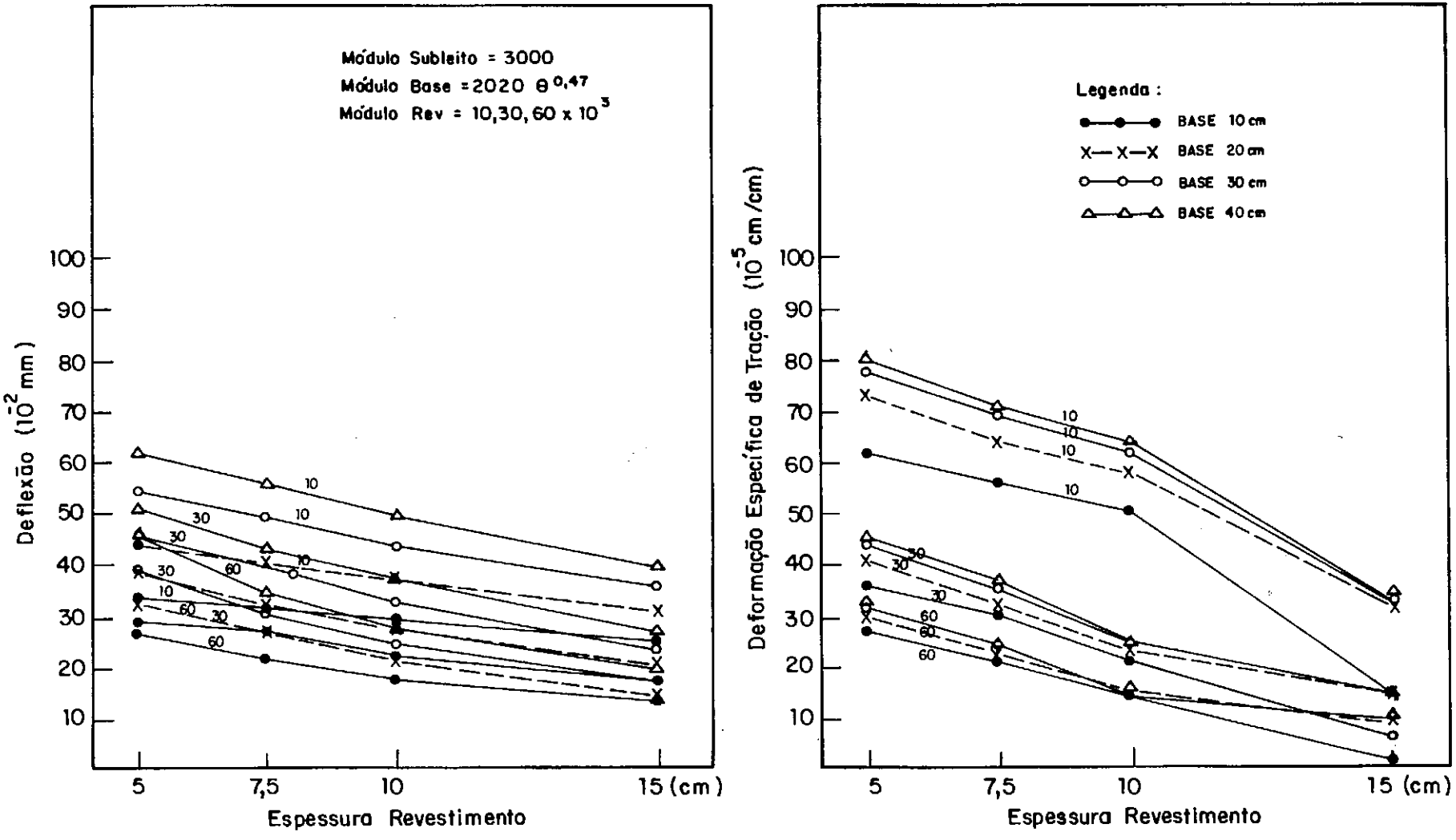
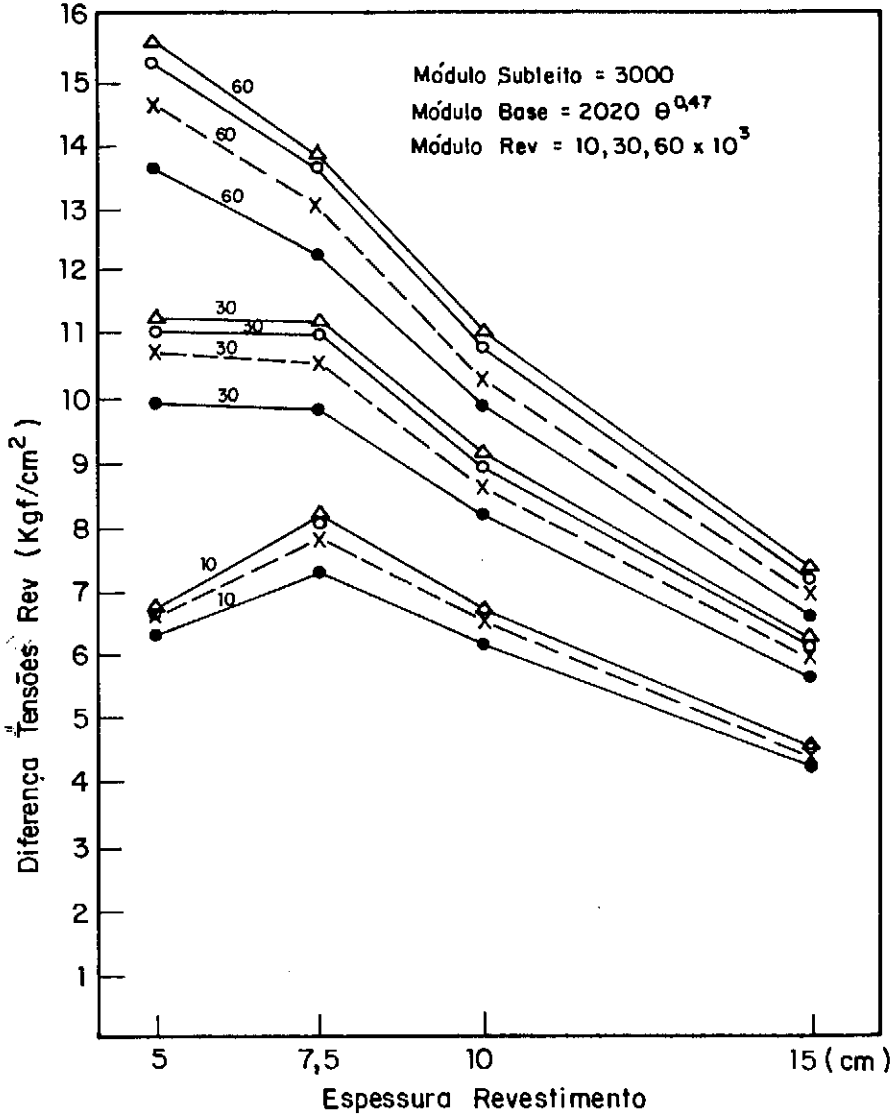


Figura 4.15 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 10.



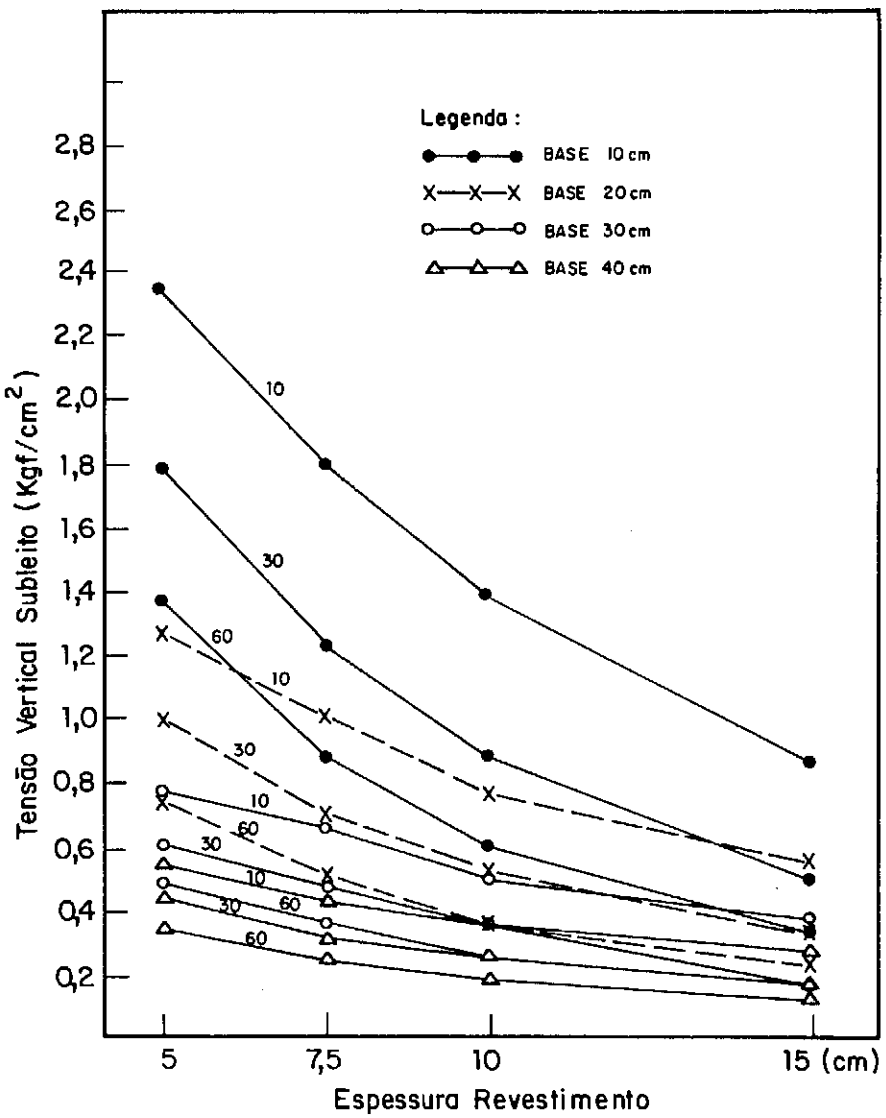


Figura 4.15 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 10.

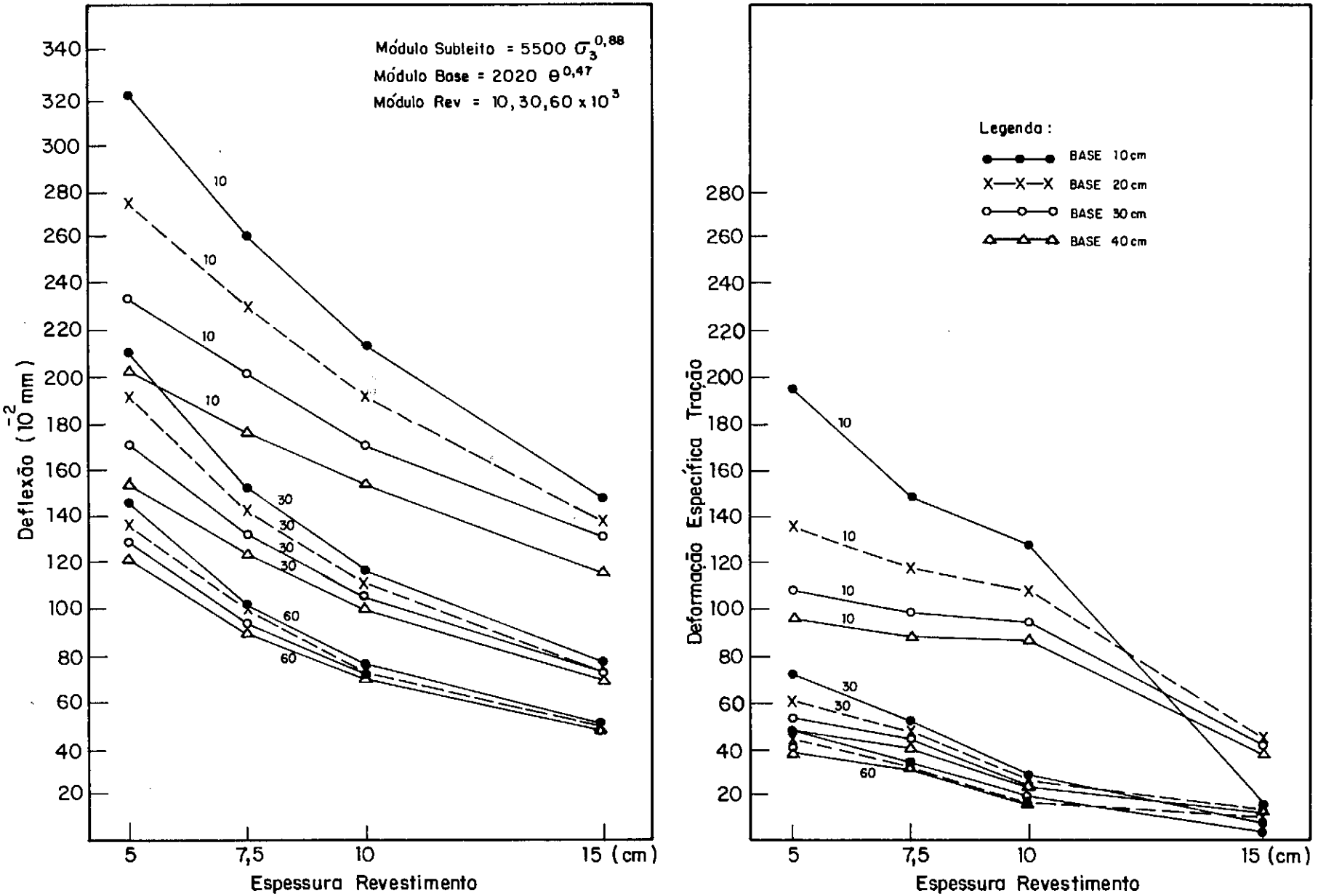
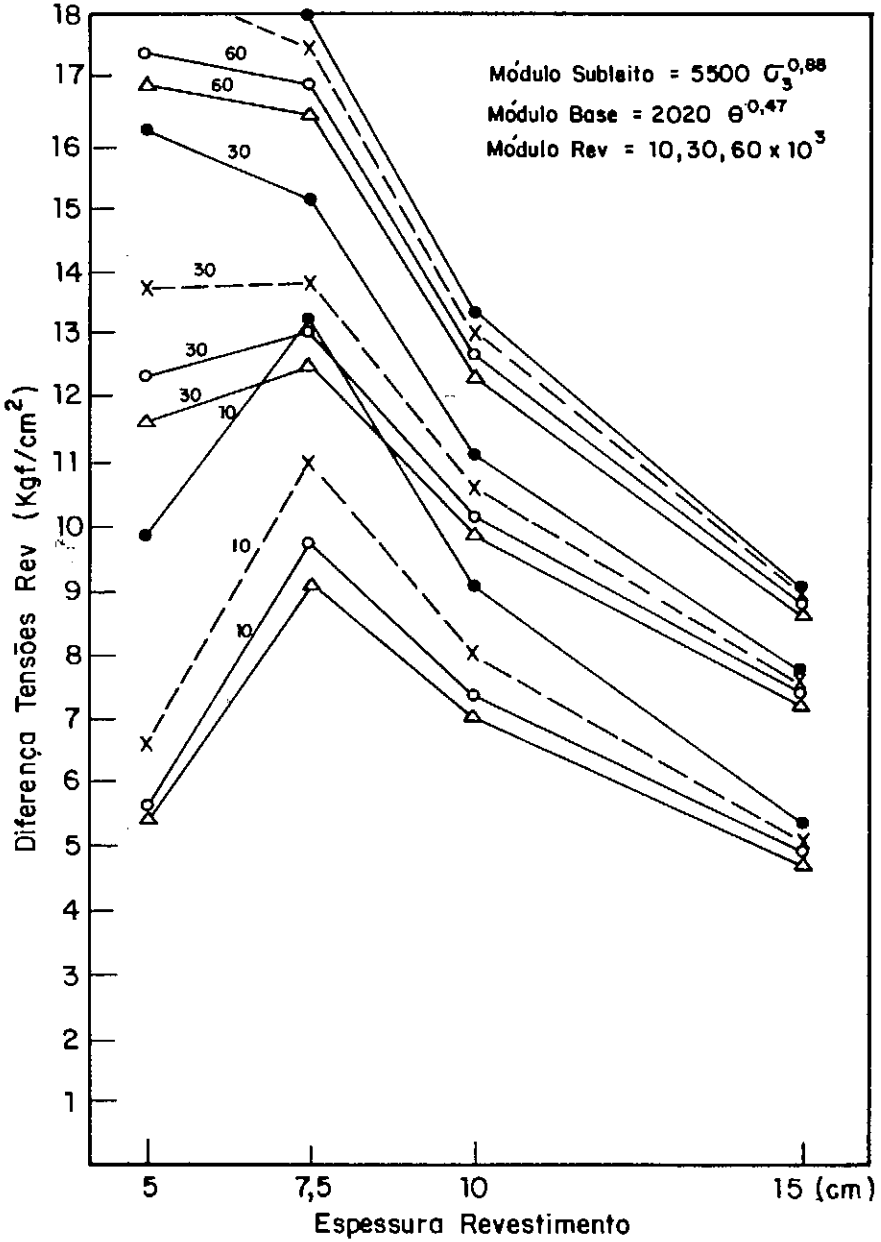


Figura 4.16 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 11.



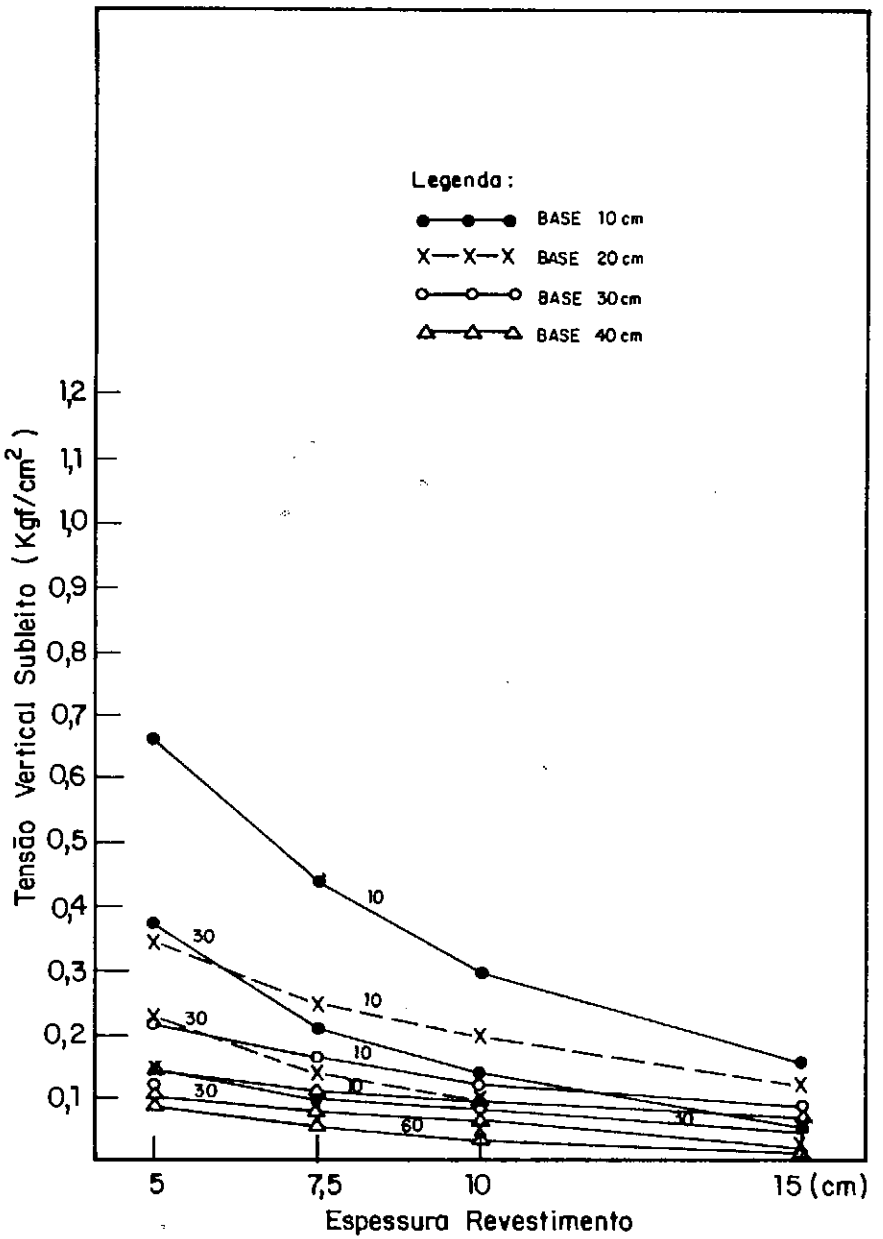


Figura 4.16 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 11.

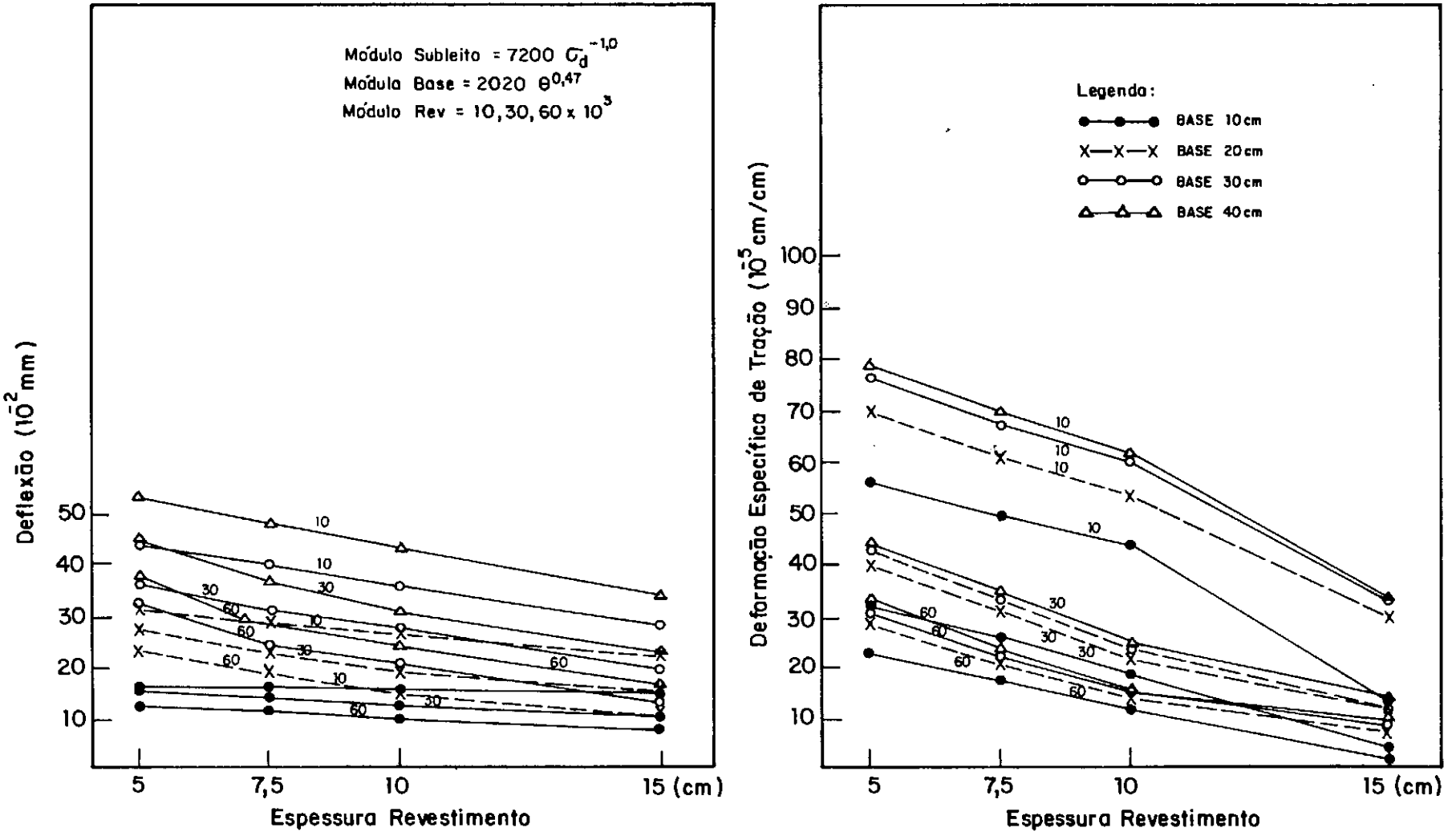
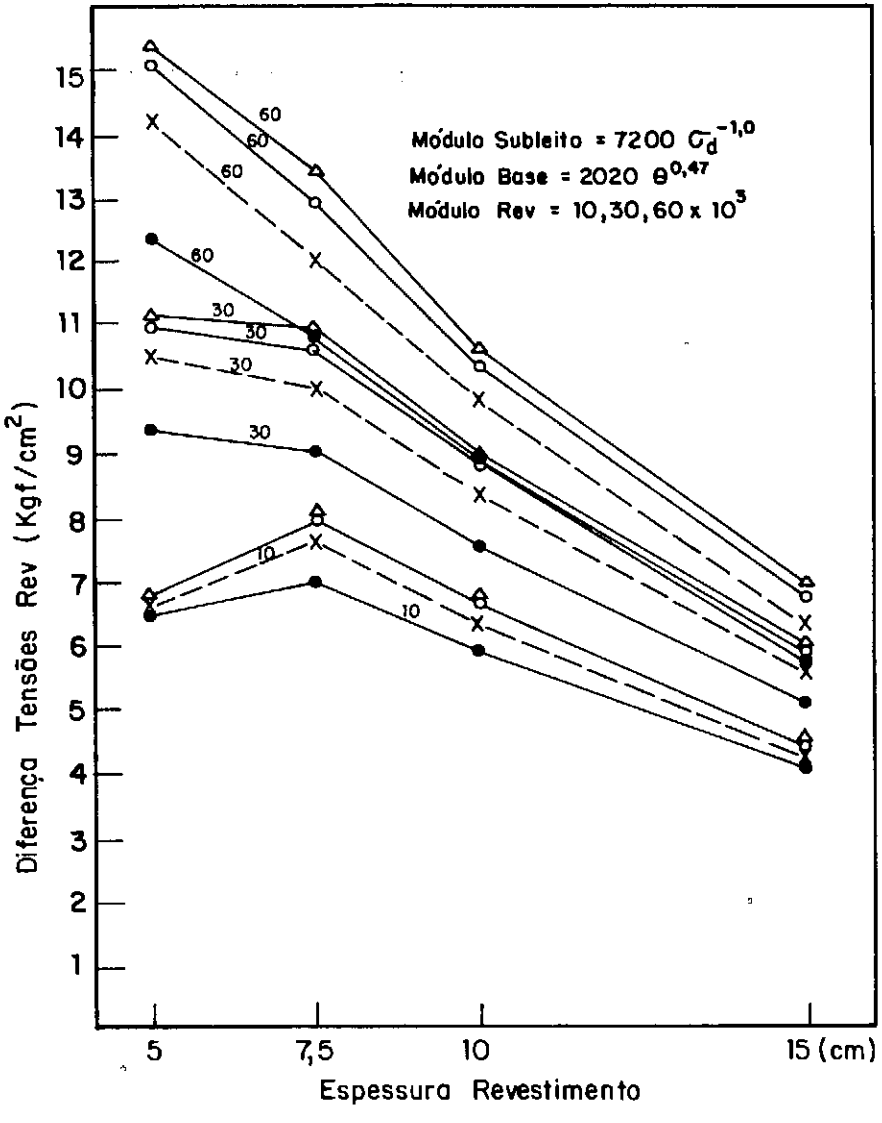


Figura 4.17 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 12.



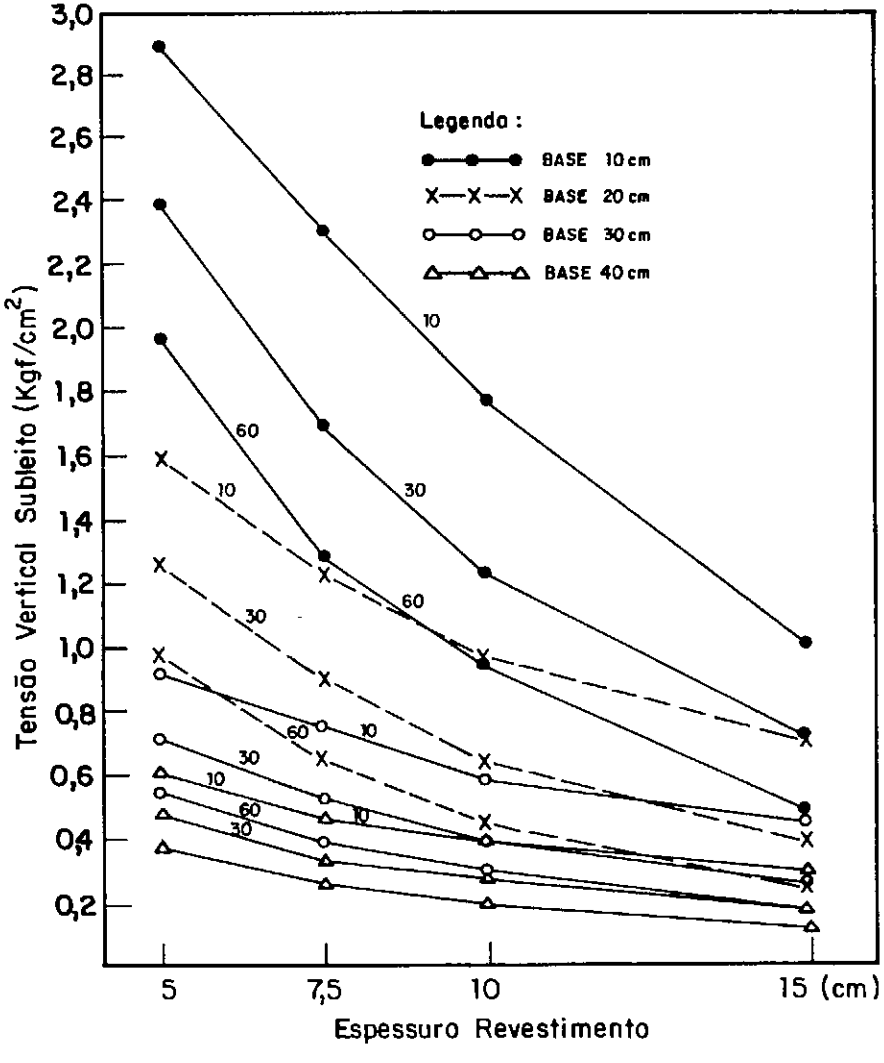


Figura 4.17 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 12.

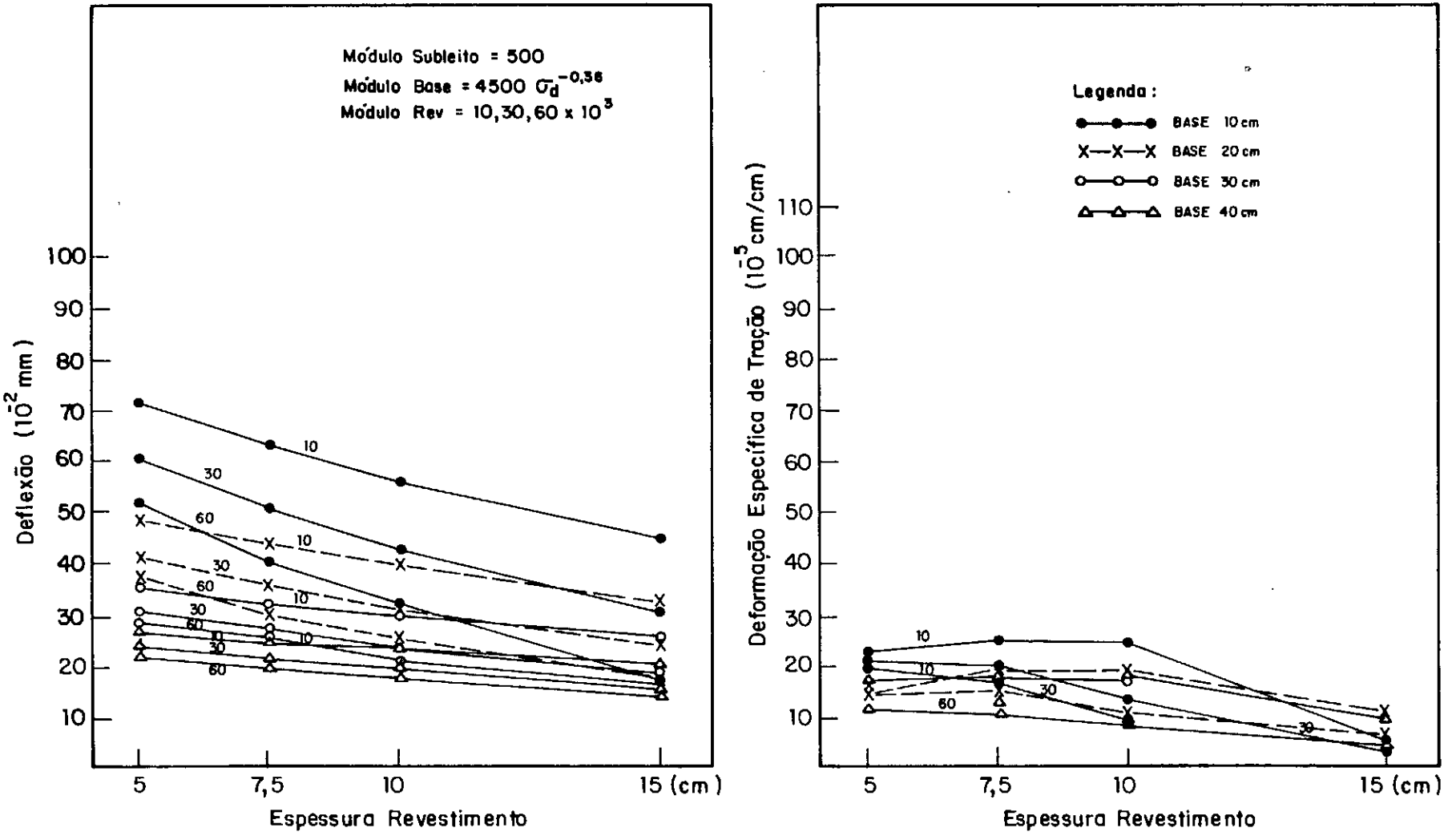


Figura 4.18 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catalogo de estruturas - Caso 13.

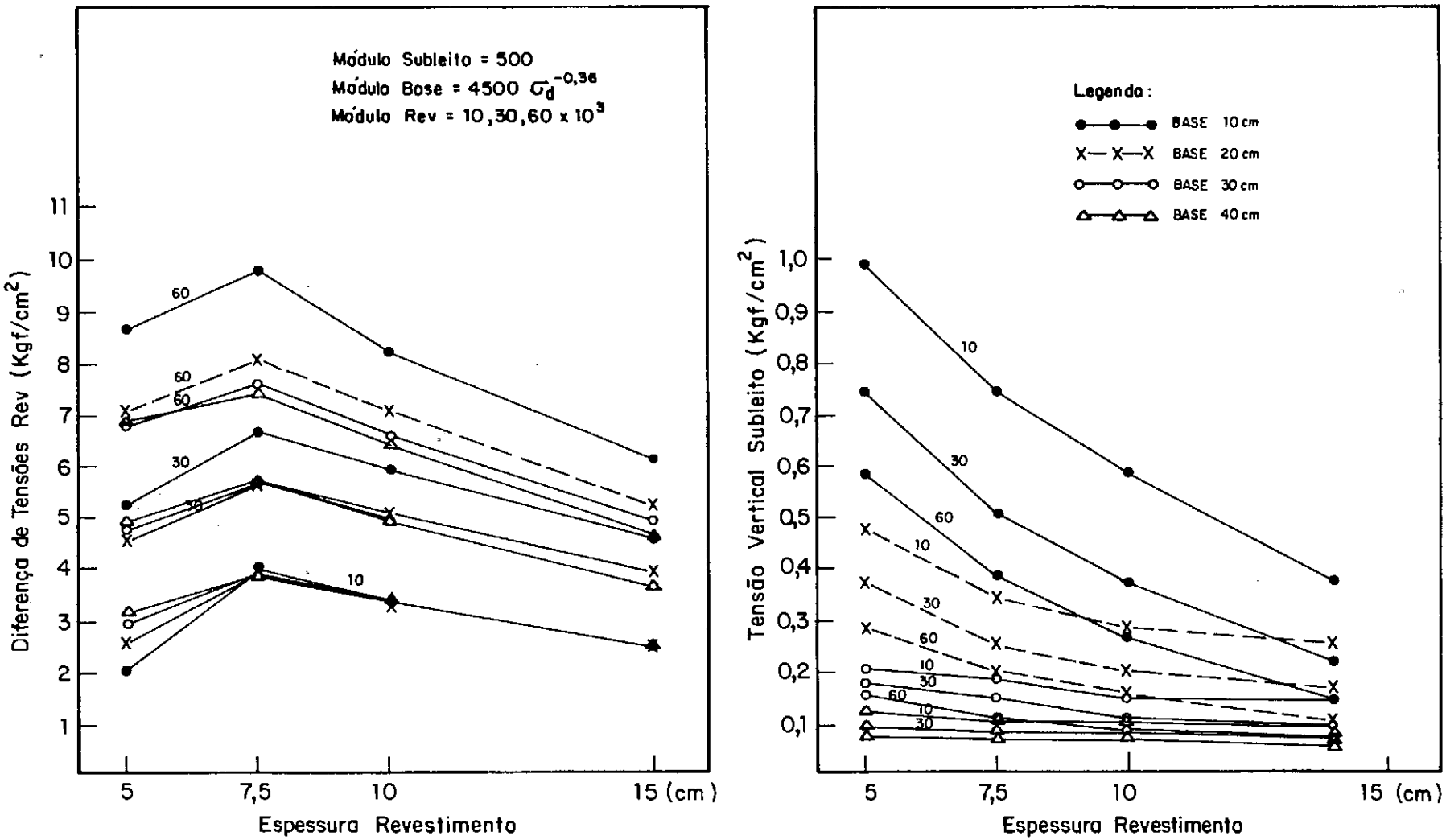


Figura 4.18 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 13.

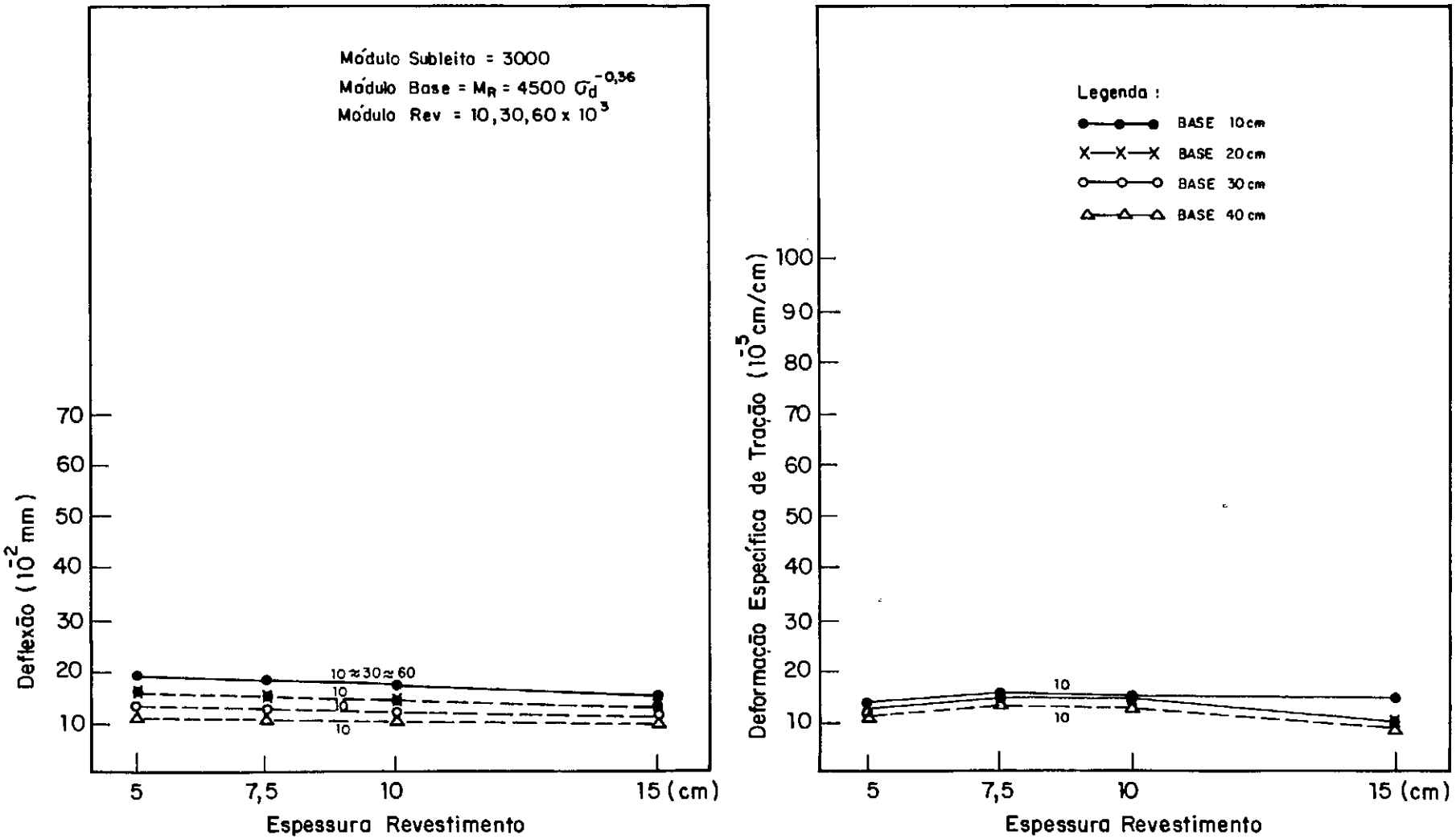
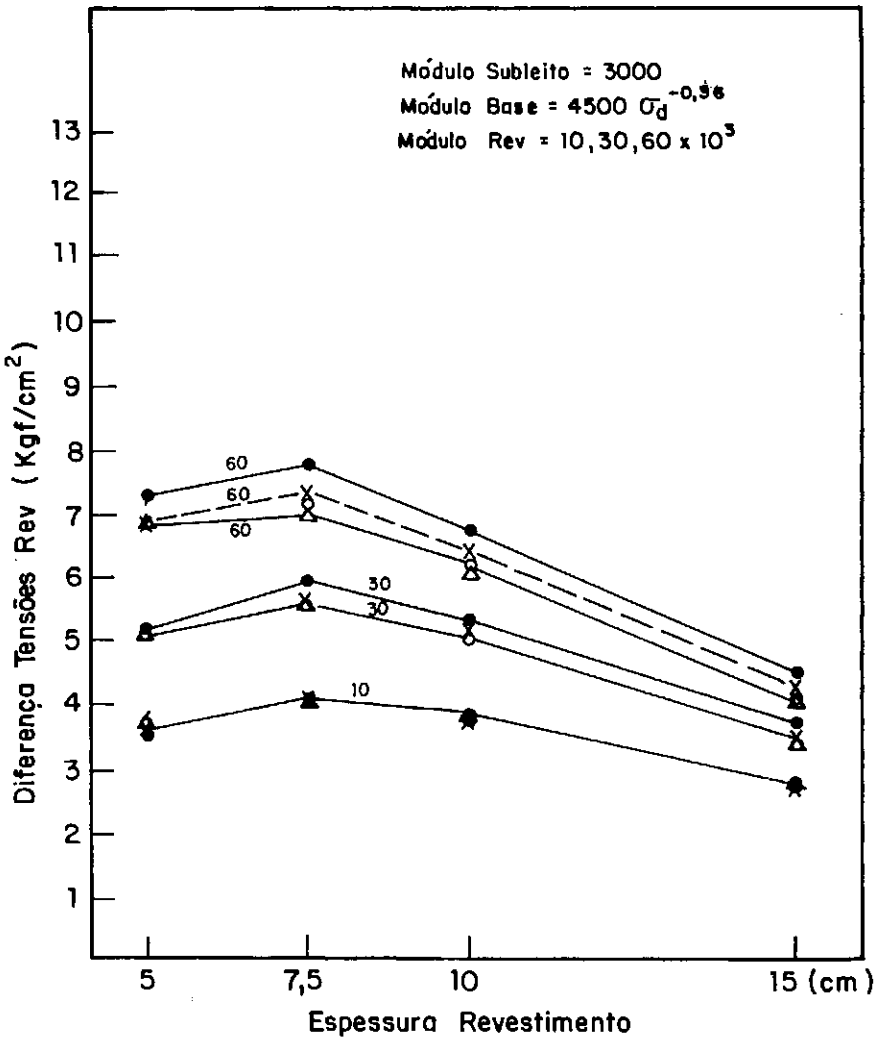


Figura 4.19 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 14.



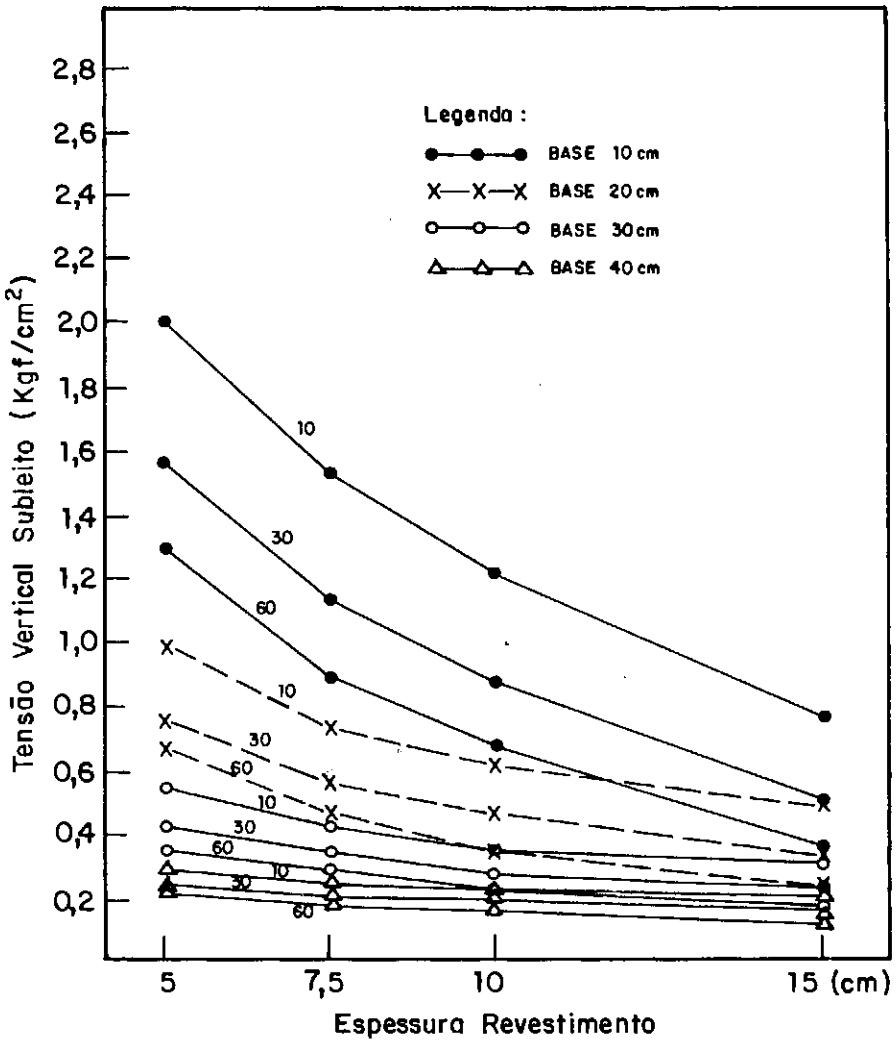
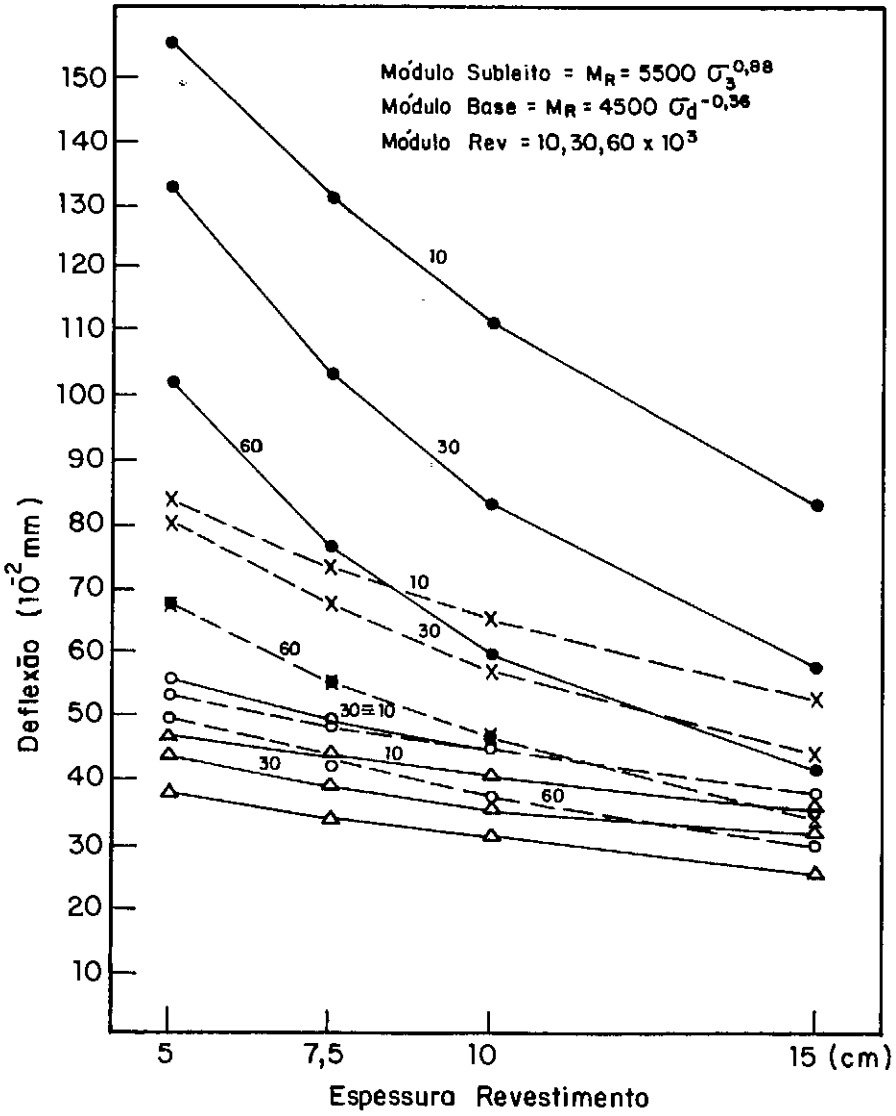


Figura 4.19 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 14.



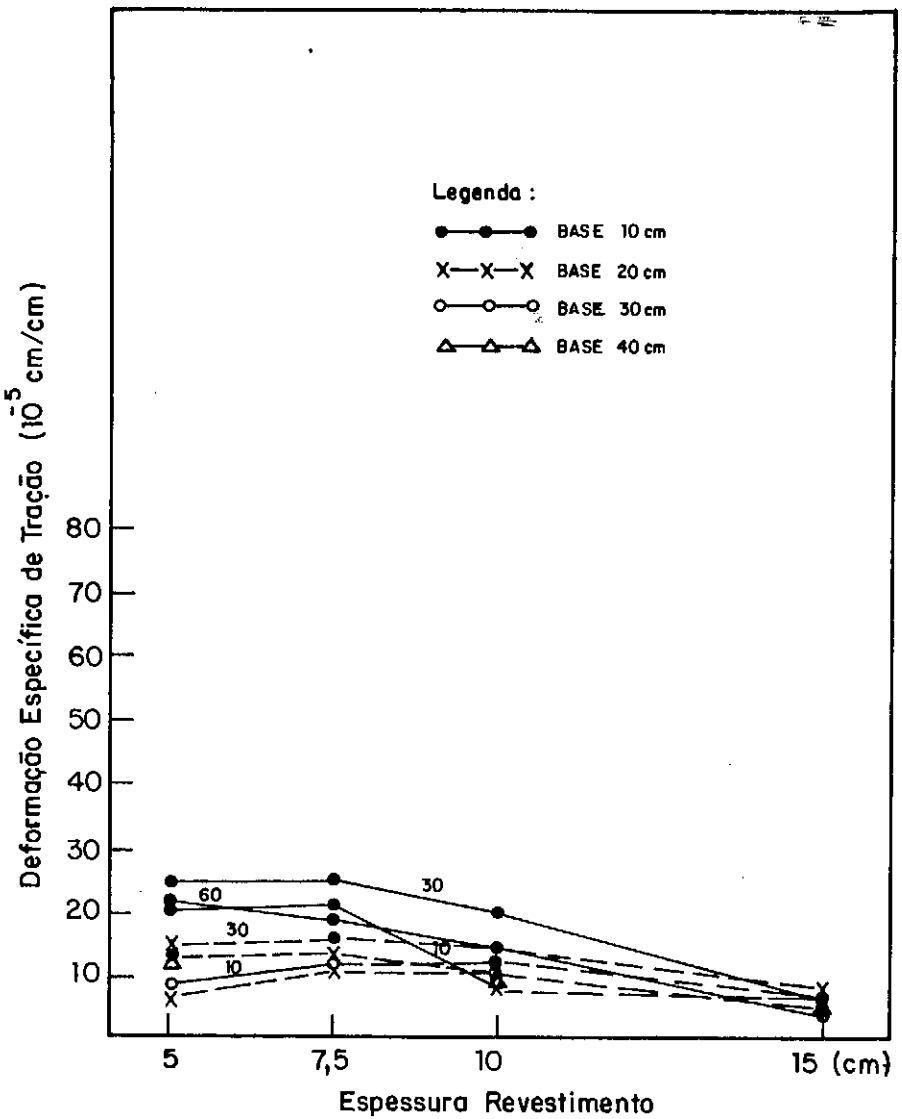


Figura 4.20 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 15.

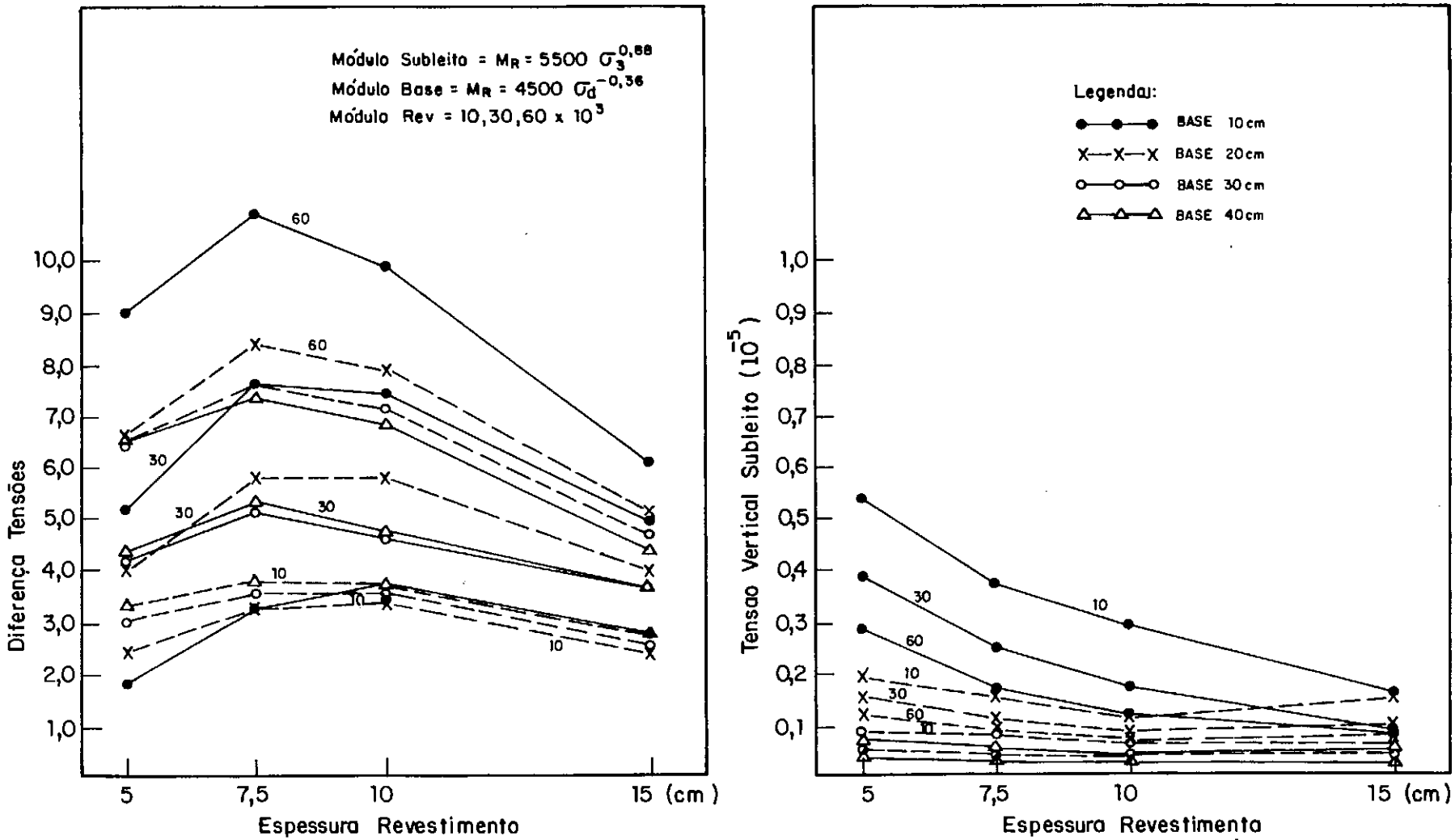


Figura 4.20(b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 15.

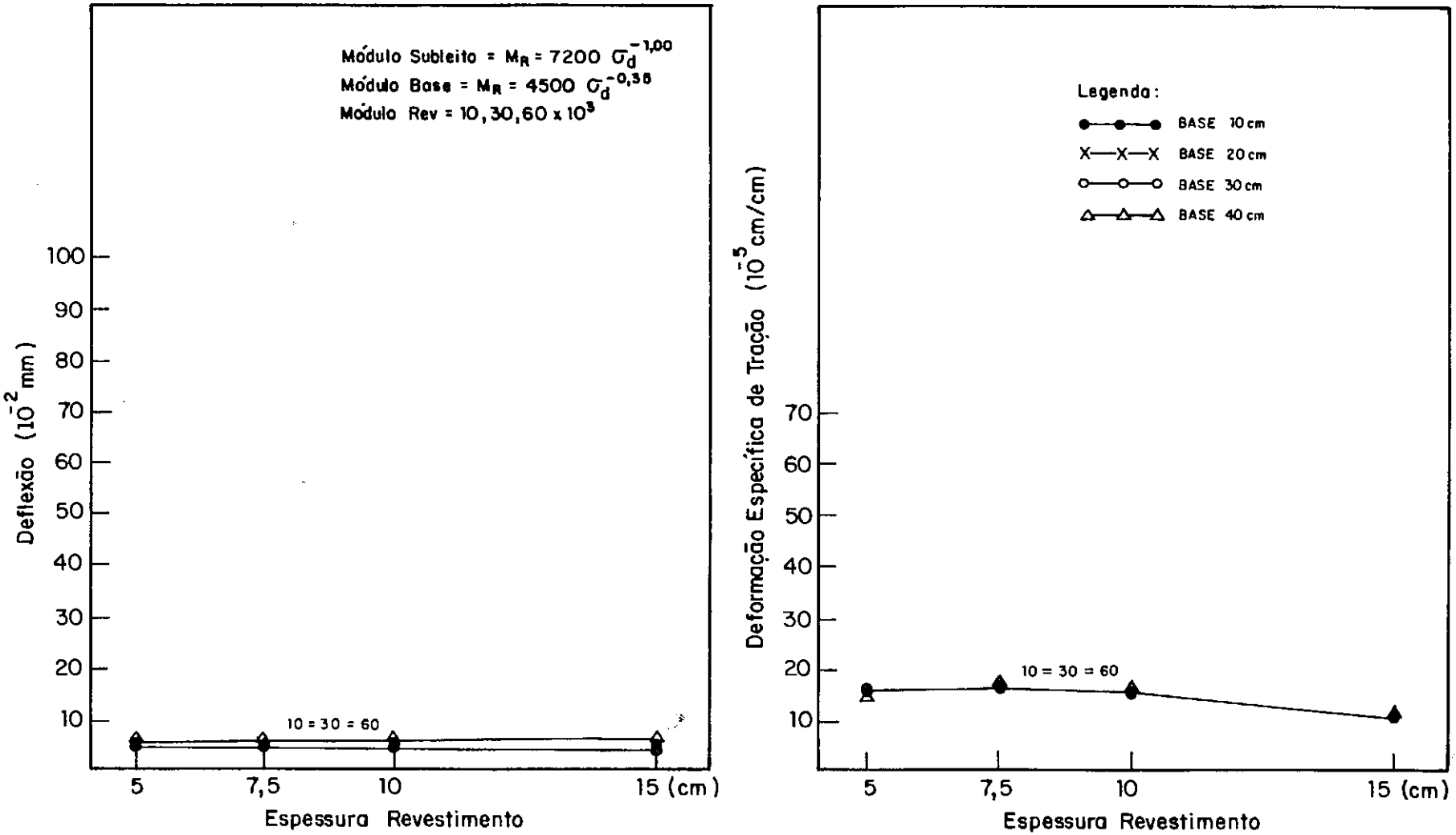


Figura 4.21 (a) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 16.

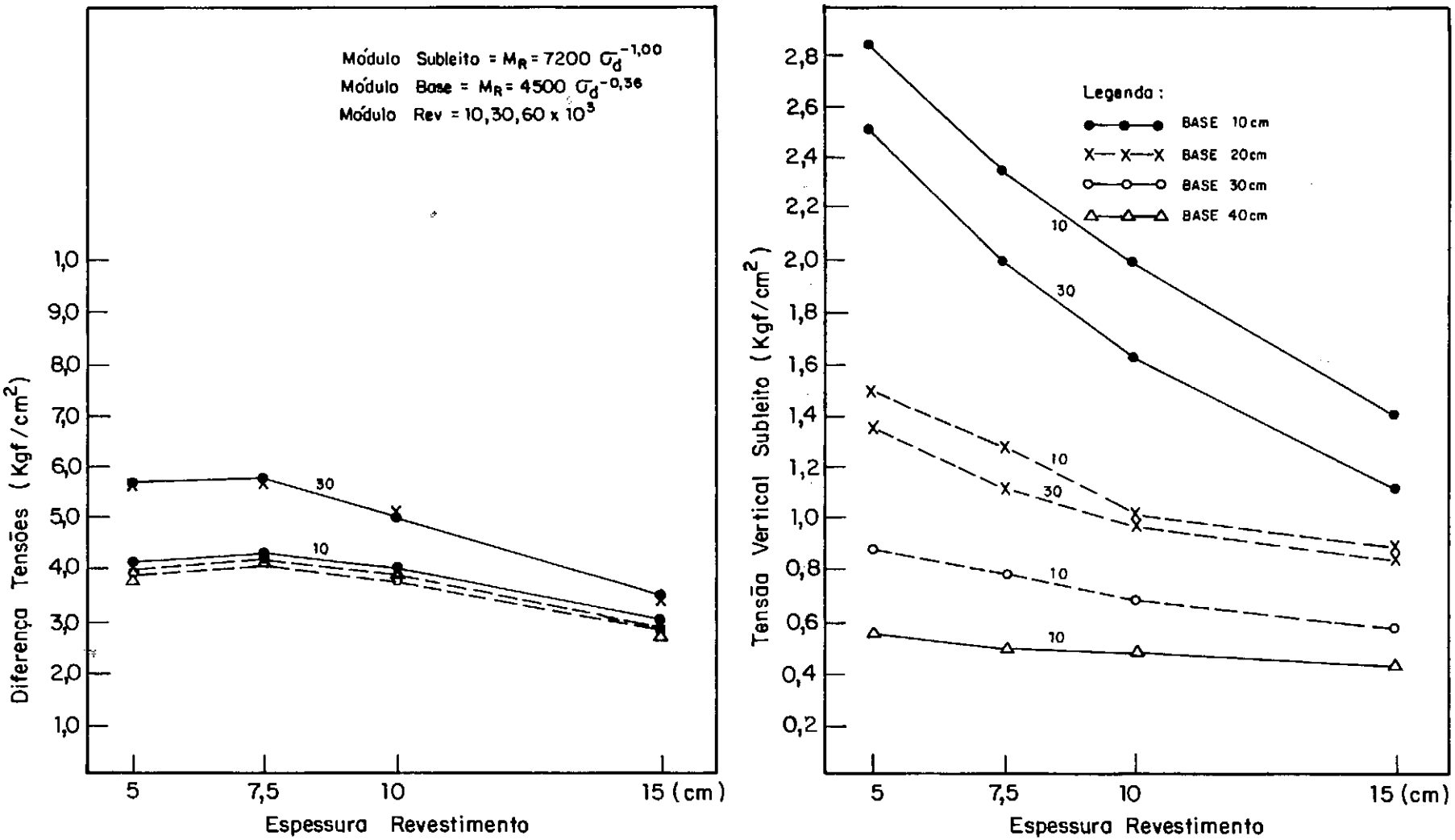


Figura 4.21 (b) - Parâmetros de Projeto do estudo de catálogo de estruturas - Caso 16.

Quadro 4 - Análise qualitativa comparativa dos efeitos das espessuras e materiais nos parâmetros de dimensionamento.

Influências da	Espessura Base (B)				Espessura Revestimento (R)				Módulo Revestimento (Mr)			
caso	D	ε_t	$\Delta\sigma$	σ_v	D	ε_t	$\Delta\sigma$	σ_v	D	ε_t	$\Delta\sigma$	σ_v
MB1 (2000) cte brita > MS1 (500) cte arenoso	média a pequena (f=R,Mr)	pequena f(R)	pequena	grande para R pequeno	grande para base pequena f(B,Mr)	média a pequena f(B,Mr)	grande a média f(B,Mr)	grande para base pequena f(B, Mr)	grande, cresce Mr diminui D	grande cresce Mr, diminui ε_t	grande, cresce Mr, cresce $\Delta\sigma$	grande, cresce Mr diminui σ_v
MB1 (2000) cte brita < MS2 (3000) cte argiloso	pequena, cresce B cresce D	pequena (só para R= 15cm)	nenhuma	grande cresce B, decresce σ_v	pequena	média maior R, menor ε_t	grande f(Mr)	grande para B pequeno, e f(Mr)	pequena, cresce Mr, diminui D	média cresce Mr, diminui ε_t	grande, cresce Mr, cresce $\Delta\sigma$	grande, cresce Mr diminui σ_v
MB1 2000 cte brita MS3 $5500\sigma_3^{0,88}$ var arenoso	grande, cresce B, D diminui	grande para R pequeno B↑ ε_t↓	grande para Mr grande B	grande para R pequeno B↑ σ_v↓	grande para B pequeno R↑ D↓	média a grande R↑ ε_t↓	média, cresce até 7,5 depois decresce	grande para B pequeno R↑ σ_v↓ para B grande, nenhuma	grande Mr↑ D↓	grande Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB1 2000 cte brita MS4 $7200\sigma_d^{-1,00}$ var argiloso	pequena B↑ D↑	pequena B↑ ε_t↑	pequena B↑ $\Delta\sigma$↑	grande B↑ σ_v↓	nenhuma	pequena R↑ ε_t↓	grande para Mr grande R↑ $\Delta\sigma$↓	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	pequena Mr↑ D↓	grande Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande Mr↑ σ_v↓
MB2 (6000) cte laterita > MS1 (500) cte arenoso	média a pequena f(R) B↑ D↓	nenhuma a pequena B↑ ε_t↓ para Mr grande	pequena a nenhuma f(R,Mr)	grande cresce B, decresce σ_v	média para base pequena R↑ D↓	pequena a nenhuma	pequena a média f(Mr,B)	grande para B pequeno f(Mr). B grande, nenhuma	média a pequena Mr↑ D↓	pequena, cresce ou decresce f(R)	grande, cresce Mr, cresce até R=7,5 depois cai	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB2 6000 cte laterita > MS2 3000 cte argiloso	nenhuma (a pequena)	nenhuma (a pequena)	nenhuma	grande para B pequeno B↑ σ_v↓	nenhuma	pequena a nenhuma	pequena a média f(Mr), cresce até R=7,5 depois cai	grande para B pequeno f(Mr) para B grande nenhuma	nenhuma	pequena cresce ou descresce f(R)	grande, cresce até R=7,5 depois cai	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB2 6000 laterita MS3 $5500\sigma_3^{0,88}$ arenoso	grande B↑ D↓	pequena	grande para R pequeno	grande B↑ σ_v↓	grande para B pequeno	pequeno	grande para R pequeno, cresce e decresce	grande para B pequeno R↑ σ_v↓ para B grande, nenhuma	grande Mr↑ D↓ para B pequeno	pequeno	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB2 6000 laterita MS4 $7200\sigma_d^{-1,0}$ argiloso	nenhuma	nenhuma	nenhuma	grande B↑ σ_v↓	nenhuma	nenhuma	média R↑ $\Delta\sigma$↓	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	nenhuma	pequena Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	média a pequena f(B) Mr↑ σ_v↓
MB3 2020 $\phi^{0,47}$ brita MS1 500 arenoso	nenhuma	nenhuma	nenhuma	grande B↑ σ_v↓	grande R↑ D↓	grande R↑ ε_t↓	grande, cresce até R=7,5 depois decresce	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	grande Mr↑ D↓	grande Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB3 2020 $\phi^{0,47}$ brita MS2 3000 argiloso	pequena B↑ D↑	pequena B↑ ε_t↑	pequena B↑ $\Delta\sigma$↑	grande B↑ σ_v↓	pequena R↑ D↓	grande R↑ ε_t↓	grande R↑ $\Delta\sigma$↓	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	grande Mr↑ D↓	grande Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB3 $2020\phi^{0,47}$ brita MS3 $5500\sigma_3^{0,88}$ arenoso	grande B↑ D↓	grande para R pequeno B↑ ε_t↓	média a grande (para R e Mr pequenos) B↑ $\Delta\sigma$↓	grande para R pequeno B↑ σ_v↓	grande R↑ D↓	grande R↑ ε_t↓	grande, para Mr=10000 cresce e decresce para Mr maior decresce	grande para B e Mr pequenos R↑ σ_v↓	grande Mr↑ D↓	grande Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande para B e R pequenos Mr↑ σ_v↓

Quadro 4 - Análise qualitativa comparativa dos efeitos das espessuras e materiais nos parâmetros de dimensionamento (continuação).

Influências da		Espessura Base (B)				Espessura Revestimento (R)				Módulo Revestimento (Mr)			
Caso		D	ε_t	$\Delta\sigma$	σ_v	D	ε_t	$\Delta\sigma$	σ_v	D	ε_t	$\Delta\sigma$	σ_v
MB3 2020 $\phi^{0,47}$ brita	MS4 $7200\sigma_d^{-1,0}$ argiloso	grande B↑ D↑	grande para Mr pequeno B↑ ε_t↑	média B↑ $\Delta\sigma$↑	grande B↑ σ_v↓	pequena R↑ D↓	grande R↑ ε_t↓	grande R↑ $\Delta\sigma$↓	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	média Mr↑ D↓	grande Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB4 $4500\sigma_d^{-0,36}$ var argiloso	MS1 500 cte arenoso	grande B↑ D↓	pequena	pequena a média f(Mr) B↑ $\Delta\sigma$↓	grande B↑ σ_v↓	grande para B pequeno, nenhuma para B grande R↑ D↓	pequena a nenhuma	pequena, cresce até R=7,5 e depois decresce	grande para B pequeno R↑ σ_v↓ para B grande, nenhuma	grande para B pequeno Mr↑ D↓	pequena Mr↑ ε_t↓	grande Mr↑ $\Delta\sigma$↑	grande Mr↑ σ_v↓
MB4 $4500\sigma_d^{-0,36}$ var laterita	MS2 3000 cte argiloso	pequena B↑ D↓	nenhuma	nenhuma	grande a médio B↑ σ_v↓	nenhuma	nenhuma	pequena f(Mr) cresce até R=7,5 depois cai	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	nenhuma	nenhuma	média, cresce e decresce	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓
MB4 $4500\sigma_d^{-0,36}$ var laterita	MS3 $5500\sigma_3^{0,88}$ var arenoso	grande B↑ D↓ (maior para B menor)	pequena (cresce ou decresce)	média a pequena p/Mr grande B↑ $\Delta\sigma$↓ p/Mr pequena B↑ $\Delta\sigma$↑ ou cte	médio a nenhuma B↑ σ_v↓ ou cte	grande para B pequeno f(Mr); R↑ D↓ ou cte para B grande	pequena, cte ou decresce	pequena a média, cresce até R=7,5 depois cai	pequena a nenhuma	grande Mr↑ D↓	pequena, cresce ou decresce	grande, cresce até R=7,5 depois cai	grande para B pequeno Mr↑ σ_v↓ para B grande, nenhuma
MB4 $4500\sigma_d^{-0,36}$ var argiloso	MS4 $7200\sigma_d^{-1,0}$ var argiloso	nenhuma	nenhuma	nenhuma	grande B↑ σ_v↓	nenhuma	nenhuma a pequena	nenhuma a pequena R↑ $\Delta\sigma$↓	grande para B pequeno R↑ σ_v↓	nenhuma	nenhuma	pequena	grande Mr↑ σ_v↓

Quadro 5 - Uma possível combinação de espessuras para os casos estudados

N	10^7			10^8		
Caso	Revestimento		Espessura	Revestimento		Espessura
	Espessura	Módulo	Base	Espessura	Módulo	Base
1	5,0	10000	20	11,0	30000	40
2	5,0	10000	10	15,0	10000	10
3	5,0	10000	20	5,0	30000	40
4	5,0	10000	20 *	9,5	30000	10
5	7,5	10000	20 *	7,5	10000	40
6	5,0	10000	10	5,0	30000	10
7	5,0	30000	10 *	5,0	30000	10
8	5,0	10000	20 *	5,0	10000	20
9	6,5	10000	30 *	14,0	60000	10
10	6,5	10000	30	12,0	30000	10
11	5,5	10000	20	15,0	30000	40
12	5,0	30000	10	11,0	30000	10
13	5,0	30000	20 *	5,0	30000	20 *
14	5,0	10000	10	5,5	10000	10
15	5,0	30000	20	5,0	30000	20
16	5,0	30000	10	5,0	30000	10

* Casos em que o critério de tensão vertical no subleito influiu no dimensionamento.

4.7 APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DA CONFIABILIDADE

O pavimento é uma estrutura relativamente delgada, de várias camadas e bastante imperfeita se comparada a uma estrutura construída com produtos industriais como o aço. Utilizam-se materiais naturais de características variáveis.

O tratamento estatístico dos dados de ensaios de solos e materiais quer de jazidas ou já colocados e compactados na pista, é prática usual no país (SOUZA (1976)). Permite definir os parâmetros de projeto e o controle de construção.

Outra questão é, entretanto, o dimensionamento da estrutura e a previsão de seu desempenho, face à variabilidade dos materiais, das espessuras das camadas e do tráfego previsto. Isto somado à própria natureza probabilística das curvas de dimensionamento - o que não transparece à primeira vista - afastam a possibilidade de um tratamento determinístico.

Muitos problemas práticos da engenharia necessitam um tratamento probabilístico que, geralmente, não é feito porque consome algum tempo se for feito rigorosamente. ROSENBLUETH (1975, 1981) propõe um método aproximado que simplifica muito esta tarefa e somente compromete ligeiramente a acurácia se as dispersões das variáveis envolvidas forem muito grandes. Consiste em se estimar os três primeiros momentos (média, desvio padrão e coeficiente de assimetria) da variável dependente em função das variáveis aleatórias independentes, para as quais se conheçam esses três momentos (ou pelo menos suas estimativas), sem a necessidade de se conhecer as distribuições de probabilidade das variáveis independentes ou da dependente.

Supondo que exista uma função bem definida que una a(s) variável(s) dependente(s) às independentes, com procedimentos simples, pode-se trabalhar com a variabilidade sem introduzir complexidades numéricas muito grandes na análise determinística. Trata-se de ponderar a participação de cada variável, calculando dois valores da função densidade de probabilidade arbitrariamente escolhida para cada variável independente (X_i) , o que resultará em concentrações p_i onde se terão pontos estimados da variável dependente (Y), que servirão para o cálculo dos momentos de Y.

Para o caso univariado, onde tem-se Y como função de apenas uma variável aleatória X, Rosenbleuth mostra como se pode estimar a

média, o desvio padrão e o coeficiente de assimetria, comforme ilustrado pela Figura 4.22, onde X tem média $\bar{X}$, desvio padrão σ_x e coeficiente de assimetria ν_x.

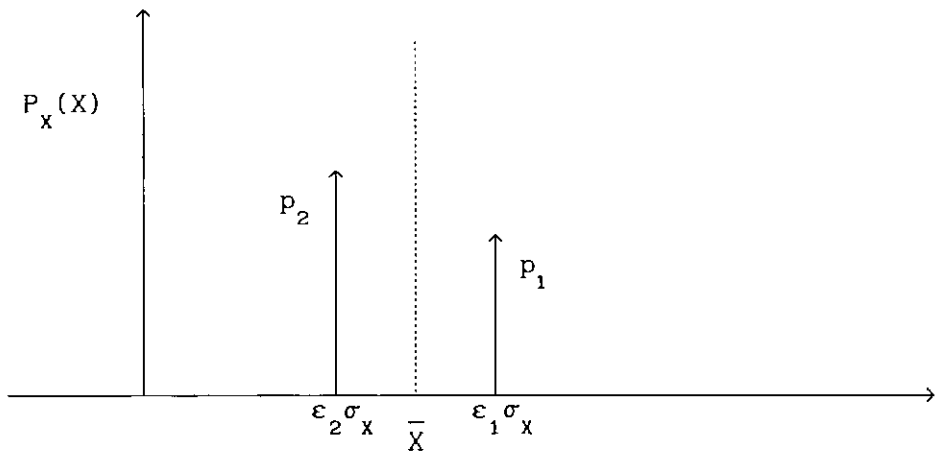


Figura 4.22 - Concentrações da função densidade de probabilidade (ROSENBLEUTH (1981)

As expressões seriam:

$$p_+ + p_- = 1, \text{ onde: } p_+ = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 - (\nu_x/2)^2}}$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma_x \sqrt{\frac{p_-}{p_+}}, \quad x_- = \bar{x} - \sigma_x \sqrt{\frac{p_+}{p_-}}$$

$$\bar{Y} = p_+ y_+ + p_- y_-, \text{ sendo: } y_i = f(x_i)$$

$$\sigma_Y = \sqrt{p_+ p_-}\,|y_+ - y_-|$$

$$\nu_Y \sigma_Y = (p_+ - p_-)(y_+ - y_-)$$

No caso em que a variável X pode ser considerada como tendo uma distribuição simétrica, ou seja $\nu_x = 0$, vê-se que $p_+ = p_- = 1/2$ e consequentemente:

$$\bar{Y} = \frac{y_+ + y_-}{2}$$

$$\sigma_Y = \frac{|y_+ - y_-|}{2}$$

Quando Y é função de duas variáveis aleatórias simétricas, ρ é o coeficiente de correlação entre tais variáveis, σ_1 e σ_2 os respectivos desvios padrões, as concentrações serão como indicadas na Figura 4.23.

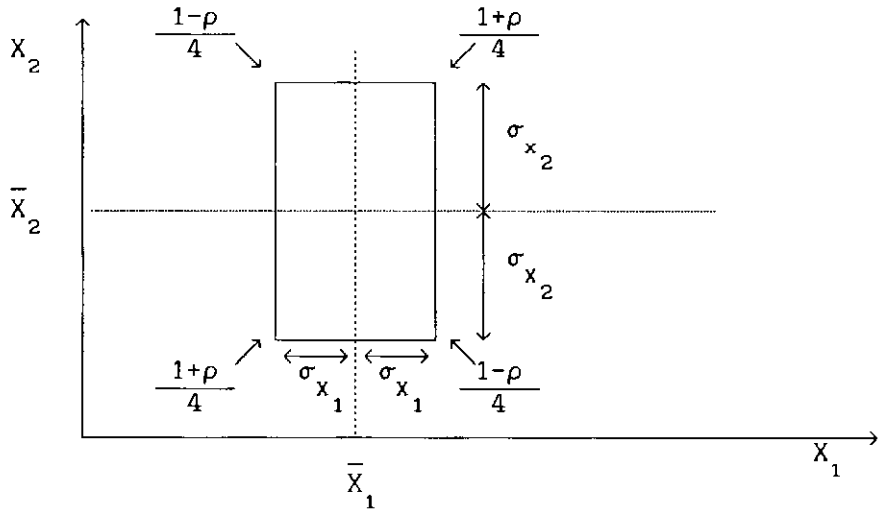


Figura 4.23 - Concentrações da função densidade de probabilidade quando Y = f(X_1,X_2), (ROSENBLEUTH (1981))

Considera-se neste caso que as coordenadas e grandezas das concentrações são independentes da função f. Mostra-se que os pontos indicados no retângulo são definidos pelas coordenadas $\bar{X}_1 \pm \sigma_1$, $\bar{X}_2 \pm \sigma_2$ simétricas em relação às médias. Se X_1 e X_2 são correlacionadas com coeficiente de correlação ρ, as diferenças entre concentrações adjacentes serão iguais a $\pm \rho/2$.

A relação entre as concentrações pode ser generalizada, como se pode ver, sendo proporcional a 2^n, onde n é o número de variáveis independentes. No caso de Y ser função de X_1, X_2 e X_3 obtém-se as seguintes concentrações:

$$P_{+++} = P_{---} = \frac{1}{8}(1 + \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31})$$

$$P_{++-} = P_{--+} = \frac{1}{8}(1 + \rho_{12} - \rho_{23} - \rho_{31})$$

$$P_{+-+} = P_{-+-} = \frac{1}{8}(1 - \rho_{12} - \rho_{23} + \rho_{31})$$

$$P_{+++} = P_{---} = \frac{1}{8}(1 - \rho_{12} + \rho_{23} - \rho_{31})$$

Considerando o sistema de coordenadas formado pelos eixos definidos pelas variáveis X_1, X_2 e X_3, as concentrações correspondem aos vértices do paralelepípedo de lados $2\sigma_1$, $2\sigma_2$ e $2\sigma_3$.

Pode-se então generalizar estas condições para o caso

multivariado, onde Y depende de n variáveis aleatórias. Para o caso das n variáveis poderem ser consideradas não correlacionadas entre si, pode-se obter as estimativas da média e do desvio padrão de Y pelas fórmulas seguintes:

$$\bar{Y} = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2n} y_i$$

$$\sigma_Y^2 = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2n} (y_i - \bar{Y})^2$$

Os valores de y_i são obtidos com a aplicação da função que define a dependência entre Y e as variáveis independentes, substituindo alternadamente os valores dessas variáveis por $\bar{x}_j \pm \sigma_j$, $j = 1, 2, \ldots n$, obtendo-se dessa maneira os 2^n valores de y_i.

HARR (1987) admite uma analogia entre o método proposto e uma viga carregada. A distribuição de probabilidade seria análoga a uma carga vertical distribuída em uma viga rígida horizontal cuja resultante do carregamento pode ser associada à idéia da média (valor esperado) da distribuição enquanto que o desvio padrão está associado ao raio de aplicação da resultante. Consistirá o processo então em substituir a resultante única por duas reações P atuando em pontos estratégicos de tal forma a manter o equilíbrio, pontos estes necessariamente distribuídos antes (-) e após (+) o ponto de aplicação da resultante. Estas reações p_- e p_+ são os pontos estimados da distribuição de f(x) que pode até não ser conhecida.

Portanto, conhecendo-se, nos casos mais comuns, as médias e os desvios padrões das variáveis de interesse no dimensionamento, e uma solução matemática que reúna estas variáveis aos parâmetros de dimensionamento (tensões e deformações) pode-se estimar a variabilidade destes parâmetros através da combinação das soluções obtidas para as variáveis somadas ou subtraídas de um desvio padrão. Resolvendo sucessivamente o problema, e combinando estas 2^n soluções, sendo n o número de variáveis independentes que apresentam desvio padrão diferente de zero, obtém-se a estimativa da média e do desvio padrão de cada uma das variáveis dependentes de interesse.

É então um processo interessante para se aplicar quando a solução da relação entre variáveis dependentes e independentes se faz por processos numéricos tipo MEF já que não implica em alteração do mesmo e sim repetí-lo 2^n vezes, tendo como única limitação o tamanho de n, já que um número muito grande de variáveis implicaria em um tempo de

cálculo inexeqüivel em termos práticos.

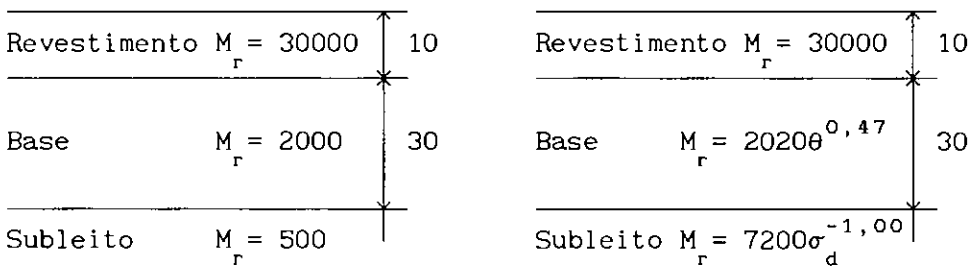
Pode-se citar como exemplo dessa demora que o cálculo de uma estrutura de quatro camadas com comportamento elástico linear , que é o caso onde as operações são menos demoradas, usando o programa FEPAVE, consome cerca de 5 minutos num microcomputador da família IBM/AT; ao se considerar, simultaneamente, a variabilidade de todos os parâmetros, ou seja, módulos, variáveis de carga e espessuras, poder-se-ia chegar a necessidade de calcular um número de combinações (possíveis estruturas) da ordem de 2^{10}, o que em termos de tempo seria praticamente inconcebível! Certamente que o uso de um computador de grande porte reduzirá esse tempo significativamente mas, mesmo assim, a complexidade em termos de tempo não será desprezível.

Os efeitos de cada uma das variáveis se somam ou se subtraem conforme os "sinais" sejam iguais ou diferentes, respectivamente.

Para o emprego dessa metodologia de cálculo de confiabilidade adaptou-se o programa FEPAVE, podendo-se então analisar os efeitos da variabilidade dos dados de características de materiais e espessuras de camadas nos parâmetros de dimensionamento.

Mostra-se a seguir alguns exemplos de utilização deste processo, considerando-se uma estrutura de três camadas para não aumentar muito o número de variáveis a ser considerado.

As estruturas básicas utilizadas são mostradas esquemáticamente na Figura 4.24, em que, para as mesmas espessuras admite-se duas condições de módulo resiliente para as camadas de base e subleito. Fez-se o estudo do efeito de variabilidade das espessuras, dos módulos e da variação conjunta de ambos.



Estrutura Básica 1 Estrutura Básica 2

Figura 4.24 - Estruturas básicas utilizadas no exemplo do estudo da confiabilidade.

Considerou-se a princípio a variabilidade de cada um dos componentes do sistema, adotando-se os desvios mostrados na Tabela 4.9

para cada um dos parâmetros. Quando se varia um parâmetro de cada vez o processo corresponde a duas passagens do programa ($2^n = 2^1$). No caso do módulo variável foi feito também a suposição de variação de K_1 e K_2, simultaneamente ou não. Quando então se considera os dois parâmetros variando conjuntamente o número de passagens passa para 4, ou seja 2^2.

Tabela 4.9 Coeficientes de variação (%) considerados para cada um dos parâmetros no primeiro estudo de confiabilidade.

Caso	Revestimento		Base				Suleito		
	Espessura	Módulo	Espessura	Módulo	K_1	K_2	Módulo	K_1	K_2
1	—	10	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	10	—	—	—	—	—	—
3	10	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	20	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	20	—	—
6	—	10	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	10	—	—	—	—	—	—
8	10	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	20	20	—	—	—
10	—	—	—	—	20	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	20	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	20	20
13	—	—	—	—	—	—	—	20	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	20

Obs.: os primeiros 5 casos se referem à estrutura básica 1, e os demais à estrutura básica 2.

Os resultados obtidos em cada caso, em relação aos quatro parâmetros de projeto, além do resultado obtido no caso sem consideração da variabilidade, chamado de padrão para fins de comparação, estão mostrados na Tabela 4.10.

Da observação da Tabela 4.10 pode-se fazer os seguintes comentários:

a - tanto a deflexão quanto a tensão vertical no subleito não foram sensivelmente alterados em relação ao padrão para todos os casos;

b - no caso da estrutura básica 1, de módulos constantes com o estado de tensões, a maior diferença de tensões, com a maior variabilidade, aconteceu para o caso em que se considerou o módulo da base variando 20% em relação à média;

c - no caso da estrutura básica 2, de módulos variáveis com o estado de tensões, a maior diferença de tensões ocorreu

para o caso em que o módulo da base variou 20% tanto para K_1 quanto para K_2. Este valor fica muito próximo daquele obtido quando se varia somente a espessura da base em 10%, o que leva a um desvio padrão maior.

d - a variabilidade do módulo do subleito de 20% também acentua a diferença de tensões no revestimento, mas, neste caso, apresenta pequeno desvio padrão;

e - no caso da deformação específica de tração, a maior variabilidade ocorre para o caso em que se considera a espessura da base variando 10%, para a estrutura básica 1;

f - no caso da estrutura básica 2, a maior influência na deformação específica de tração foi devida à variabilidade da espessura do revestimento considerada de 10%;

g - a variação de K_1 e K_2 simultaneamente no caso do subleito não teve praticamente nenhuma diferença em relação aos casos da variação individual, para o modelo $M_r = f(\sigma_d)$.

Tabela 4.10 - Efeito da variabilidade dos dados nos parâmetros de projeto no primeiro estudo de confiabilidade.

Caso	Deflexão		ε_t (10^{-4})		$\Delta\sigma$		σ_v	
	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio
1	41	3	2,20	0,16	8,16	0,02	0,15	0,01
2	41	1	2,61	0,40	8,65	0,24	0,15	0,01
3	41	1	2,41	0,12	8,00	0,40	0,15	0,01
4	41	3	2,38	0,20	9,54	0,62	0,15	0,00
5	41	3	2,37	0,03	9,50	0,14	0,15	0,02
Padrão 1	40	—	2,26	—	8,14	—	0,16	—
6	26	2	3,00	0,41	9,64	0,75	0,37	0,04
7	26	2	2,66	0,07	9,50	0,29	0,37	0,04
8	26	1	2,59	0,19	9,60	0,25	0,37	0,01
9	26	4	2,86	0,21	9,81	0,54	0,36	0,03
10	26	3	2,86	0,19	9,81	0,48	0,36	0,03
11	26	2	2,84	0,09	9,77	0,24	0,36	0,01
12	26	0	2,85	0,006	9,77	0,01	0,36	0,00
13	26	0	2,85	0,003	9,77	0,01	0,36	0,00
14	26	0	2,35	0,005	9,77	0,01	0,36	0,00
Padrão 2	26	—	2,38	—	8,78	—	0,41	—

Para as mesmas estruturas considerou-se a seguir os coeficientes de variação mostrados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 Coeficientes de variação (%) considerados para cada um dos parâmetros no segundo estudo de confiabilidade.

Caso	Revestimento		Base				Suleito		
	Espessura	Módulo	Espessura	Módulo	K_1	K_2	Módulo	K_1	K_2
15	20	—	10	—	—	—	—	—	—
16	—	10	—	20	—	—	20	—	—
17	20	10	10	20	—	—	20	—	—
18	20	—	10	—	—	—	—	—	—
19	—	10	—	—	20	20	—	20	10
20	20	10	10	—	20	20	—	20	10

Adotou-se agora a variação conjunta das espessuras do revestimento e base, a seguir a variação também conjunta dos módulos e, por fim a variação dos módulos e das espessuras.

Para os casos de variação das duas espessuras, o número de passagens corresponde a 4 combinações possíveis dos valores (+) e (-) de cada dado considerado variável. No caso da variação dos módulos, para a estrutura básica 1, de módulos constantes, o número de passagens foi de 8 e para os módulos variáveis, com K_1 e K_2 variando simultaneamente, foi de 32, já que o módulo do revestimento ainda foi considerado constante en relação ao estado de tensões. Quando se variou simultaneamente os módulos e espessuras, foram necessárias 32 passagens no caso de módulos constantes e 128 passagens para módulos variáveis em relação ao estado de tensões, para a obtenção da média e do desvio padrão dos parâmetros de dimensionamento. A Tabela 4.12 mostra um exemplo de cálculo com todas as combinações.

Tabela 4.12 - Cálculo da confiabilidade pelo método de Rosenbleuth usando o programa FEPAVE, estrutura básica 1, caso 15

p	Revestimento		Base		Módulo do Subleito	D	ε_t (10^{-4})	$\Delta\sigma$	σ_v
	Espessura	M_r	Espessura	M_r					
Padrão	10	30000	30	2000	500	40	2,26	8,14	0,16
p_{-+}	8	30000	33	2000	500	45	2,49	9,52	0,16
p_{+-}	12	30000	27	2000	500	37	1,76	6,37	0,14
p_{--}	8	30000	27	2000	500	48	3,90	11,75	0,20
p_{++}	12	30000	33	2000	500	35	1,80	6,22	0,11
Média	10	30000	30	2000	500	42	2,49	8,47	0,15
Desvio	—	—	—	—	—	5	0,87	2,31	0,03

Ao final dos cálculos obteve-se os resultados mostrados na Tabela 4.13, onde se considerou também como caso padrão para comparação dos resultados aquele obtido da forma tradicional, ou seja, deterministicamente.

Tabela 4.13 - Efeito da variabilidade dos dados nos parâmetros de projeto no segundo estudo de confiabilidade.

Caso	Deflexão		$\varepsilon_t (10^{-4})$		$\Delta\sigma$		σ_v	
	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio
15	42	5	2,49	0,87	8,47	2,31	0,15	0,03
16	41	4	2,25	0,21	8,13	0,56	0,16	0,02
17	42	7	2,06	0,52	7,86	1,39	0,15	0,04
Padrão 1	40	—	2,26	—	8,14	—	0,16	—
18	26	4	2,83	0,71	9,67	2,35	0,38	0,09
19	26	4	2,60	0,25	9,65	0,57	0,36	0,03
20	27	6	2,59	0,56	9,40	1,94	0,38	0,09
Padrão 2	26	—	2,38	—	8,78	—	0,41	—

Considerando os resultados apresentados na Tabela 4.13 pode-se fazer as observações seguintes, para estes casos, nestas condições de estrutura e materiais:

a - a variação da espessura teve muito mais efeito nos parâmetros de projeto (CV variando de 12 a 35% conforme o parâmetro) que a variação dos módulos (CV de 6 a 15%);

b - existe um maior efeito da variabilidade dos dados para o caso dos módulos função das tensões do que para os módulos constantes;

c - o efeito conjunto da variabilidade dos módulos e espessuras mostra um balanço entre os efeitos individuais de forma que para o parâmetro deflexão houve um aumento do coeficiente de variação e para os demais ocorreu uma diminuição nessa medida de variabilidade;

d - ao se comparar as médias obtidas em cada caso com o padrão nota-se que a deflexão ficou praticamente constante; a deformação específica às vezes se apresenta maior que o padrão outras menor; a diferença de tensões, também, se apresenta maior ou menor que o padrão conforme o caso, e a tensão vertical no subleito ficou sempre menor que a do caso padrão.

Em todos os casos, a tensão vertical no subleito é muito

pequena e portanto não vai comandar o dimensionamento, que será, portanto, função da fadiga.

A título de comparação dos efeitos de cada um dos ítens no dimensionamento, considerou-se, por exemplo, a curva de fadiga de laboratório dada pela expressão:

$$N = 1,5 \times 10^{7} (\Delta\sigma)^{-3,68}$$

Tal expressão corresponde a um CBUQ de módulo 30000 kgf/cm^2, conforme resultado mostrado na Tabela 3.6. Como já foi visto anteriormente, adotando-se um fator de campo-laboratório de 10^4, pode-se calcular a confiabilidade (C) a partir da suposição de normalidade, e, então, estimar o número N correspondente a cada situação como está apresentado na Tabela 4.14. Os valores limites (Z_0) para o parâmetro de interesse, no caso $\Delta\sigma$, adotados correspondem à média mais 1, 2 ou 3 desvios padrão.

Tabela 4.14 - Cálculo da confiabilidade para a vida de fadiga admissível para cada um dos casos do segundo estudo.

Caso	C = 0,841 (Z_0 = 1)			C = 0,977 (Z_0 = 2)			C = 0,998 (Z_0 = 3)		
	$\Delta\sigma$	N x 10^7	%Padrão	$\Delta\sigma$	N x 10^7	%Padrão	$\Delta\sigma$	N x 10^7	%Padrão
15	10,78	2,4	36	13,09	1,2	18	15,40	0,6	9
16	8,69	5,3	80	9,25	4,2	64	9,81	3,4	52
17	9,25	4,2	64	10,64	2,5	38	12,03	1,6	24
18	12,02	1,6	32	14,37	0,8	16	16,72	0,5	10
19	10,22	2,9	60	10,79	2,3	46	11,36	2,0	40
20	11,34	2,0	40	13,28	1,1	22	15,22	0,7	14

As colunas identificadas como %Padrão se referem à comparação com os resultados dos cálculos determinísticos para as duas estruturas básicas propostas na Figura 4.24. Nestes casos chega-se a valores de N iguais $6,6 \times 10^7$ e $5,0 \times 10^7$, para as estruturas básicas 1 e 2, respectivamente.

Analisando-se a Tabela 4.14 pode-se observar que:

a - a variação da espessura em 10%, numa estrutura de pavimento de 40 cm, leva aos menores números N de vida de fadiga, podendo chegar a uma diferença de 90% em relação ao valor determinístico. Ressalta-se assim a necessidade do controle rigoroso no campo;

b - o valor convencional de análise, não se considerando a variabilidade dos parâmetros, leva a um número N maior

porém correspondendo a 50% de chance de sucesso;

c - a variabilidade dos dados no caso da estrutura com módulos em função do estado de tensões influi menos, em termos da comparação com o caso considerado padrão, que no caso elástico linear, porque existe um rearranjo de tensões na estrutura que se reflete na rigidez das camadas.

Para as mesmas estruturas anteriores foram considerados agora um coeficiente de variação para os módulos da base e subleito de 50% e para as outras variáveis os mesmos CV da Tabela 4.12. Obtiveram-se os resultados mostrados nas Tabelas 4.15 e 4.16.

Tabela 4.15 - Efeito da variabilidade dos dados nos parâmetros de projeto no terceiro estudo de confiabilidade.

Caso	Deflexão		ε_t (10^{-4})		$\Delta\sigma$		σ_v	
	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio	Média	Desvio
21	46	12	2,55	0,58	8,33	1,45	0,14	0,04
22	47	15	2,14	0,74	8,13	2,02	0,15	0,05
Padrão 1	40	—	2,26	—	8,14	—	0,16	—
23	34	18	2,68	0,57	10,03	1,77	0,33	0,09
24	34	19	2,69	0,81	9,71	2,57	0,35	0,12
Padrão 2	26	—	2,38	—	8,78	—	0,41	—

Tabela 4.16 - Cálculo da confiabilidade para a vida de fadiga admissível para cada um dos casos do terceiro estudo.

Caso	C = 0,841 (Z_0 = 1)			C = 0,977 (Z_0 = 2)			C = 0,998 (Z_0 = 3)		
	$\Delta\sigma$	N x 10^7	%Padrão	$\Delta\sigma$	N x 10^7	%Padrão	$\Delta\sigma$	N x 10^7	%Padrão
21	9,78	3,4	52	11,23	2,0	30	12,68	1,3	20
22	10,15	3,0	45	12,17	1,5	23	14,19	0,9	14
23	11,80	1,7	34	13,57	1,0	20	15,34	0,6	12
24	12,28	1,5	30	14,85	0,7	14	17,42	0,4	8

As Figuras 4.25 e 4.26 mostram a representação gráfica dos casos 15 a 24 e a comparação das duas mostra que:

a - a vida de fadiga é maior para o caso dos módulos elásticos lineares, constantes com o estado de tensões neste exemplo;

b - para a estrutura de módulos constantes a pior situação corresponde à variação das espessuras somente;

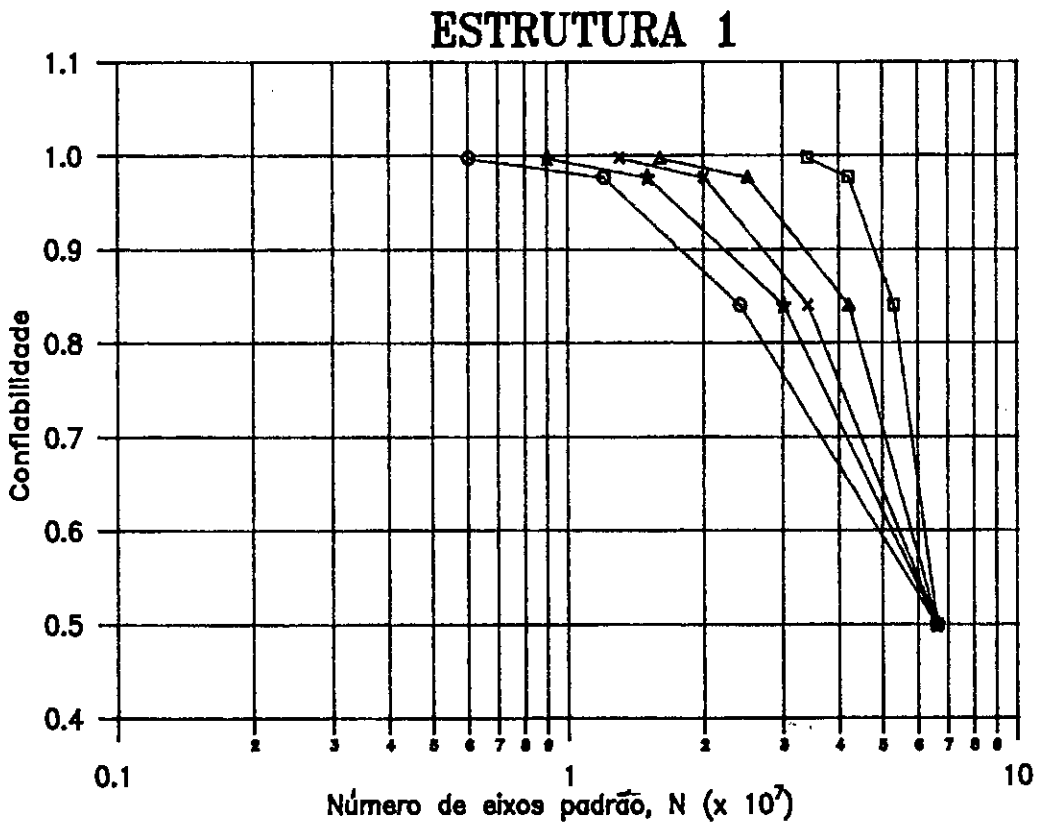
c - para as estrutura de módulos variáveis a pior situação corresponde à variação conjunta de módulos (CV de 10 e 50%) e espessuras (CV de 10 e 20%);

d - uma mesma estrutura, em termos de espessuras, varia bastante o seu comportamento em termos de estado de tensões conforme varie a rigidez das camadas.

Para os casos 21 a 24, as variações da deflexão foram acentuadas com um acréscimo surpreendente do desvio padrão, mas ainda assim compatíveis com os coeficientes de variação usualmente obtidos no campo, mesmo em trechos considerados homogêneos.

CV / Caso	Revestimento		Base		Subleito
	Módulo	Espessura	Módulo	Espessura	Módulo
21	10	—	50	—	50
22	10	20	50	10	50
15	—	20		10	—
16	10	—	20	—	20
17	10	20	20	10	20

ooooo Caso 15
□□□□□ Caso 16
△△△△△ Caso 27
××××× Caso 21
★★★★★ Caso 22



ESTRUTURA CONSIDERADA

R M_R = 30000 — 10

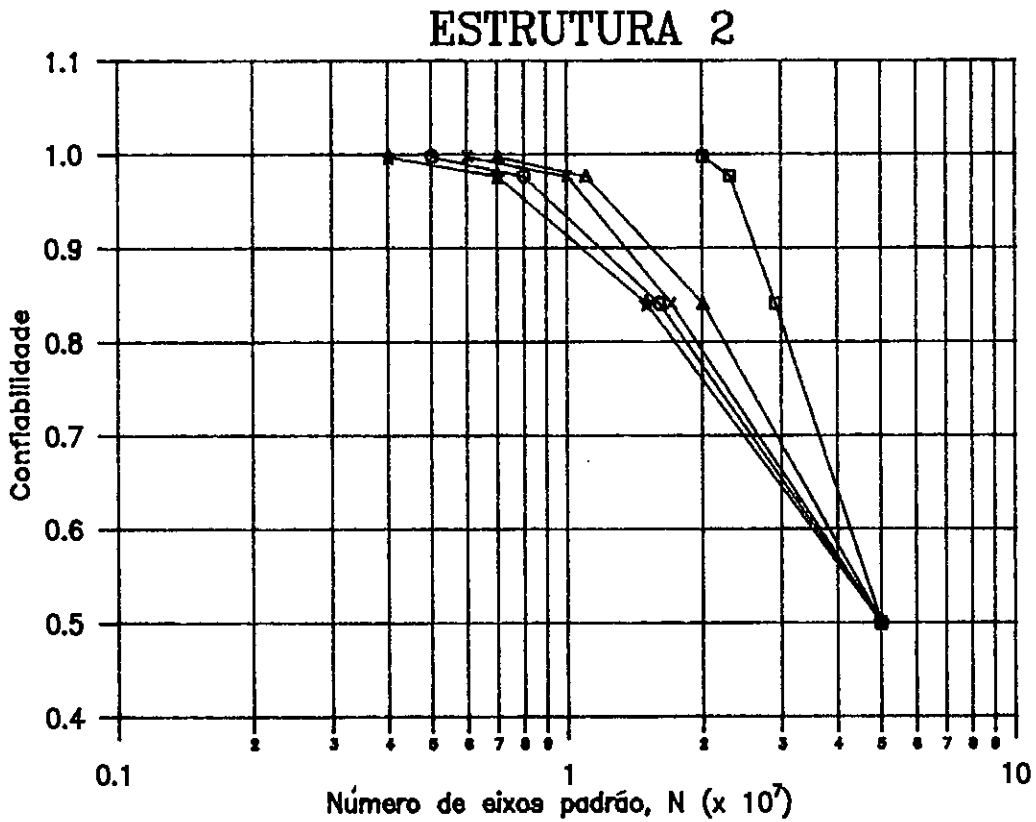
B M_R = 2000 — 30

SL M_R = 500

FIGURA 4.25 – VIDA DE FADIGA VERSUS CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA VARIABILIDADE DOS DADOS

CV / Caso	Revestimento		Base		Subleito
	Módulo	Espessura	Módulo	Espessura	Módulo
23	10	—	50	—	50
24	10	20	50	10	50
18	—	20	—	10	—
19	10	—	20	—	20
20	10	20	20	10	20

ooooo Caso 18
□□□□□ Caso 19
ΔΔΔΔΔ Caso 20
××××× Caso 23
★★★★★ Caso 24



ESTRUTURA CONSIDERADA

R	$M_R = 30000$	10
B	$M_R = 2020\ \theta^{0,47}$	30
SL	$M_R = 7200\ \sigma_d^{-1,0}$	

FIGURA 4.26 – VIDA DE FADIGA VERSUS CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA VARIABILIDADE DOS DADOS

4.8 ROTEIRO FINAL

O comportamento de cada tipo de pavimento sob cada tipo de carga, depende claramente das propriedades de cada um dos componentes. Como as propriedades do subleito e as condições de drenagem variam ao longo de uma rodovia de uma forma fora do controle do projetista, o trecho para o qual se vai fazer o projeto necessita ser dividido em segmentos horizontais homogêneos nos quais o subleito e as condições de drenagem sejam constantes. Aliás é preciso reafirmar que se supõe sempre a existência de uma boa drenagem e que o nível do lençol freático será mantido bem abaixo da linha do subleito. Nestas condições, pelo balanço hídrico natural, supõe-se que as camadas do pavimento estarão na umidade de equilíbrio que é bem próxima da ótima na qual devem ter sido bem compactadas.

Como em muitos procedimentos de projeto, o próximo passo é o projetista selecionar uma estrutura inicial tentativa, considerando os materiais disponíveis na região e analisar seu desempenho sob dadas condições. Isto implica em selecionar quantas camadas serão utilizadas, suas espessuras e composição. Se esta seleção se mostrar inadequada ao final da análise, quer quanto à ruptura, quer quanto ao aspecto de deformação elástica, uma nova estrutura deve ser selecionada e analisada. Mais de uma tentativa pode ser selecionada quanto aos critérios técnicos e, portanto, uma análise final de custos pode ser o elemento adicional de análise e escolha da solução final (o aspecto de custos não será tratado no presente trabalho).

A avaliação da estrutura será feita através da obtenção do estado de tensão-deformação atuante para a carga padrão de referência do tráfego, comparando-se os valores máximos de:

- deformação elástica de tração do revestimento com curvas de fadiga;
- deformação permanente de compressão com a acumulação de trilha de roda;
- tensão vertical no subleito para prevenir ruptura por cisalhamento;

Devido à constatação (vista nos ítens anteriores) de que o mecanismo de ruptura predominante é o da fadiga, o enfoque do método proposto é o de verificar as tensões/deformações horizontais elásticas responsáveis pela fadiga do material de revestimento (ou o mais rígido) em primeiro lugar, considerando que este efeito é máximo no eixo

vertical do carregamento. A seguir faz-se uma verificação da deformação permanente pelo critério do somatório das deformações em todas as camadas, sendo que o subleito contribui numa espessura tal que a tensão vertical atuante esteja acima de 0,5% da pressão aplicada. A verificação quanto à ruptura generalizada não é feita nos casos comuns, por não se mostrar necessária. O predomínio da ruptura por deformações elásticas (fadiga) excessivas é francamente majoritário nos pavimentos brasileiros.

O método supõe que as características de resposta dos materiais são conhecidas, isto é, os módulos resilientes, elásticos lineares ou não, e os coeficientes de Poisson são estabelecidos quer em laboratório por ensaios adequados quer por correlações, e suas variabilidades também conhecidas, em forma de desvio padrão ou coeficiente de variação. As leis de variação da deformação permanente com o número de aplicações de cargas também devem ser conhecidas para cada um dos materiais.

Os critérios de ruptura foram desenvolvidos de uma forma empírica (deformação permanente) ou experimental (fadiga):

- admite-se como afundamento de trilha de roda máximo o valor de 16 mm, baseado nos critérios estabelecidos em outros países como aconselhável para prevenir o desconforto dos usuários e possíveis acidentes;
- para os diversos materiais de revestimento já ensaiados na COPPE obtiveram-se as curvas de fadiga mostradas na Tabela 3.6 do ítem 3.3;
- o fator laboratório-campo para adaptar os resultados dos ensaios de fadiga, feitos à tensão controlada, à compressão diametral e à 25°C, foi admitido ser igual a 10^4 para o número N obtido através das curvas em função da diferença de tensões, e de 10^5 para as curvas em função da deformação inicial de tração, desde que o número N de projeto que será comparado tenha sido calculado com os fatores de equivalência de SOUZA (1966,1979). Estes valores podem e devem ser modificados à medida que outras experiências brasileiras forem desenvolvidas;
- pelo fato de que se adota um valor para o fator campo-laboratório não se levou em conta a variabilidade do número N de projeto.

- para a tensão vertical no subleito admite-se que o critério proposto por KÖSTENBERGER (1989) é coerente com o tipo de caracterização que se propõe para os materiais e, embora não tenha sido desenvolvido para solos brasileiros, mostra-se coerente com alguns valores de tensão de ruptura determinados por SVENSON (1980) para os solos do subleito. À partir deste critério sugere-se os valores apresentados na Tabela 4.17 seguinte.

Tabela 4.17 - Valores sugeridos para tensão vertical admissível no subleito

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

O roteiro de dimensionamento de um pavimento segue abaixo:

1 - ensaiar os materiais disponíveis na região, e o subleito, para se obter os modelos de comportamento tensão-deformação, tanto elástico quanto plástico;

2 - definir um valor de módulo resiliente para a mistura betuminosa a ser utilizada no revestimento, em função da temperatura média esperada para o revestimento;

3 - adotar uma estrutura inicial, definindo que variabilidade será admitida para as espessuras das camadas;

4 - calcular o estado de tensão-deformação atuante na estrutura composta com cada material disponível (caso exista mais de uma jazida ou opção de material);

5 - comparar as tensões-deformações calculadas com critérios de ruptura estabelecidos. Definir o grau de confiabilidade a ser adotado em função da importância da obra.

6 - se as espessuras adotadas conduzirem a valores admissíveis segundo os critérios de fadiga e deformação permanente, dar por concluído o dimensionamento. Caso algum dos critérios não seja satisfeito, alterar as espessuras e refazer os cálculos;

7 - após dimensionada a espessura do pavimento pode-se verificar o afundamento de trilha de roda provável, para o número N de projeto, desde que se conheçam as leis de variação da deformação permanente com a repetição das cargas. O somatório das deformações para todas as camadas e para o subleito até uma profundidade onde a tensão vertical seja 0,5% da carga aplicada (para o eixo padrão seria, 0,03 kgf/cm^2), é adequado para esta avaliação. Comparar com o padrão estabelecido.

Note-se que os fatores ambientais deverão ser levados em conta nos ensaios de laboratório:

a - para camadas de solos e britas, os ensaios deverão ser executados na umidade ótima e densidade máxima do ensaio de compactação na energia correspondente a cada camada. Variação de 1% em torno desta umidade pode ser considerada no estudo de variabilidade dos parâmetros de tensão-deformação. No caso de regiões superúmidas, ou, onde se suspeite que possa haver penetração excessiva de água, deve-se verificar o efeito sobre os módulos;

b - para camadas betuminosas, especificar um traço que conduza ao valor de módulo definido no projeto, na temperatura correspondente à temperatura média anual prevista para o trecho. A faixa de temperatura entre a mínima e a máxima deve ser considerada na escolha do traço e do ligante, de forma a que se obtenha uma mistura pouco suscetível aos efeitos destas condições.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Com o presente trabalho foi possível obter as conclusões que se seguem.

1 - Como conclusão principal está o esboço de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis por procedimentos racionais em que a Mecânica dos Pavimentos traz as suas contribuições atuais no tratamento de sistemas em camadas, principalmente a consideração da deformabilidade elástica ou resiliente das camadas e do subleito, obtidas de ensaios de cargas repetidas. O fluxograma da Figura 4.1 ilustra o método proposto.

2 - Apesar de se propor soluções simplificada e completa para o cálculo do número N de campo, continua a ser este valor de número de repetições equivalentes de carga padrão de 8,2 tf (80 KN) por eixo, o "calcanhar de Aquiles" de qualquer método de dimensionamento face, sobretudo, à falta de trechos experimentais sob tráfego controlado; estudos de fadiga correlacionados à observação do trincamento no campo e em laboratório, poderão contribuir à racionalização deste aspecto da ação do tráfego.

3 - Tem-se orientação satisfatória de como considerar os fatores climáticos no dimensionamento de pavimentos no Brasil.

4 - A análise da ruptura plástica do conjunto formado por pavimento e subleito, pela passagem de uma ou poucas rodas, com parâmetros C e ϕ de ensaios de solos e materiais, mostrou que, nas condições predominantes dos pavimentos brasileiros, é plenamente satisfatória, via de regra, a capacidade de suporte.

5 - É possível calcular a deformação permanente de sistemas estratificados, embora o afundamento de trilha de roda seja um fator menos influente no dimensionamento do que a deflexão.

6 - O cálculo das deformações resilientes tem sido o instrumento principal da compreensão do desempenho estrutural dos

pavimentos flexíveis. A ferramenta analítica que vem sendo usada com sucesso é o programa FEPAVE de elementos finitos. Neste trabalho implementou-se este programa em microcomputador o que possibilita seu maior acesso ao meio técnico profissional. Aponta-se o potencial do método das camadas finitas de BOOKER & SMALL (1982) ampliado por RODRIGUES (1989).

7 - Apresentam-se ábacos preparados a partir da análise paramétrica pelo FEPAVE aplicado à estruturas de três camadas e que permitem obter tensões, deformações e deflexões - que serão comparadas a valores admissíveis - para diferentes espessuras de revestimento e de camada granular o que facilita o anteprojeto e a escolha prévia de estruturas de pavimento para análise mais detalhada através do uso de programas computacionais.

8 - Introduziu-se na análise o critério da confiabilidade de modo inovador, implementando-se no programa FEPAVE o procedimento sugerido por ROSENBLEUTH (1975,1981) que permite estimar a média e o desvio padrão de cada parâmetro de projeto a partir do conhecimento da variabilidade dos dados de entrada, ou seja, espessuras, módulos e carga, cada um variando individualmente ou em conjunto.

9 - Observou-se como imprescindível a caracterização dos materiais por ensaio de carga repetida.

Como sugestão de pesquisa reporta-se o que a curto e médio prazo é previsível no âmbito da instituição onde se desenvolveu este trabalho:

1 - A compreensão da formação e propagação de trincas em pavimentos e sua modelagem em laboratório, com base na mecânica da fratura, deverá contribuir para a previsão do tempo de propagação associado à evolução da condição de superfície dos pavimentos. Duas teses de doutorado em curso adiantado (Salomão Pinto e Régis M. Rodrigues) tratam do assunto.

2 - A difusão das técnicas de ensaios de carga repetida em laboratório pelo país, deverá aumentar a catalogação de características elásticas de solos e materiais de pavimentação. O aprofundamento das

técnicas de ensaio com equipamentos servo-hidráulicos deverá melhorar a qualidade dos dados sobre características reológicas dos materiais. Os ensaios de durabilidade de misturas e ligantes asfálticos permitirão interpretar melhor as variações de propriedades reológicas de um modo mais amplo com o tempo.

3 - Os dados de campo obtidos pelo equipamento deflectógrafo de impacto (FWD - Falling Weigth Deflectometer) juntamente com as deflexões obtidas pela viga Benkelman, deverão permitir o esclarecimento do comportamento mecânico do pavimento e sua evolução com o tempo. Estes dados precisam ser encaminhados à instituições de pesquisa, tais como a COPPE.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASTHO (1986). "AASTHO guide for design of pavement structures" - American Association of State Highway and Tranportation Officials.

AITCHINSON, G.D. (1965). "Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas" - Ed Butterworths.

ALLEN, J.J. & THOMPSON, M. (1974). "Resilient response of granular materials subject to time-dependent lateral stress" - TRR-510.

ANDRADE, L.C. & SAMY, J.L.C. (1984). "Método para estimação do custo de conservação rodoviária" - 10th IRF, Rio de Janeiro.

ANG, A.H. & TANG, W.H. (1984). "Probability concepts in engineering planning and design" - vol I e II - Ed. John Wiley & Sons.

ANTONIUTTI NETO, L & VILAR, O.M. (1990). "Aspectos da resistência ao cisalhamento de misturas de solo laterítico-brita" - 6^{0} CBGE - IX COBRAMSEF - ABMS - Salvador, BA.

ARANOVICH, L.A.S. (1985). "Desempenho de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

AYOADE, J.O. (1988). "Introdução à climatologia para os trópicos" - 2^{a} edição - Ed. Bertrand do Brasil, SA.

BARBER, E.S. (1957). "Calculation of maximum pavement temperatures from weather reports" - Boletim n^{o} 168, HRB.

BARKSDALE, R.D. (1972). "Laboratory evaluation of rutting in base course materials" - Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Michigan.

BARKSDALE, R.D. (1984). "Performance of crushed-stone base courses" - TRR 954.

BARROS, S.T. (1966). "O cálculo da deflexão dos sistemas elásticos de duas e três camadas." - Publicação 146 - IPR - Rio de Janeiro.

BERNUCCI, L.L.B. & SERRA, P.R.M. (1990). "Mistura Argila Laterítica-brita como Base de Pavimentos Econômicos Urbanos -Segmento Experimental de Diadema, SP" - 24^{a} Reunião Anual de Pavimentação - Julho de 1990 - Belém, PA.

BONAQUIST,R., ANDERSON,D.A. & FERNANDO,E. (1986). "Relationship between moduli measured in the laboratory by different procedures and field deflection measurements" - AAPT, vol. 55.

BOUASSIDA,M. (1988). "Études expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée" - Revue Française de Géotechnique, n° 42.

BONNAURE,G., GRAVOIS,A. & UGE,P (1977). "A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures" - AAPT, vol 46.

BONNOT,J. (1981). "Etude comparée des essais de module complexe et de resistance à la fatigue des enrobés bitumineux" - Bulletin LCPC 116.

BOYCE,H.R. (1980). " A non-linear model for the elastic behaviour of materials under cyclic and transient loading" - International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading - Swansea.

BROMS,B.B (1963). "Bearing capacity of flexible pavements subjects to frost action" - HRR n° 39.

BROWN,S.F. (1974). "Repeated load testing of granular material" - Journal ASCE, vol. 100, GT7, July, 1974.

BROWN,S.F. (1975). "Improved framework for predicting permanent deformation in asphalt layers" - TRR 537.

BROWN,S.F. (1977). "Essais triaxiaux sur enrobés bitumineux en chargement repété ou en fluage" - Bulletin LCPC spécial V.

BROWN,S.F. & HYDE,A.F.L. (1975). "Significance of cyclic confining stress in repetead load triaxial testing of granular material" - TRR 537.

BROWN,S.F. & PAPPIN,J.W. (1981). "Analysis of pavements with granular bases" - TRR 810.

BROWN,S.F. & PAPPIN,J.W. (1985). "Modeling of granular materials in pavements" - TRR 1022.

BUTTON,S.J. (1953). "The bearing capacity of footings on a two-layer cohesive subsoil" - 3° ICSMFE - Zurich - vol. 1.

CAMBOU,B. (1989). "Les micromécanismes de déformations plastiques dans un sol granulaire" - Revue Française de Géotechnique, n° 31.

CARDOSO, S.H. (1987). "Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation" - tese PhD, University of Maryland-USA.

CAREY, W.N. & IRICK, P.E. (1960). "The pavement serviceability - performance concept" - HRB Bulletin, nº 250.

CARIM, P.R.V. (1973). "Cálculo de roda equivalente" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

CARMICHAEL, R.F. & STUART, E. (1985). "Predicting resilient modulus: a study to determine the mechanical properties of subgrade soils" - TRR 1043.

CARMINES, E.G. & ZELLER, R.A. (1979). "Reliability and validity assessment" - Sage University Paper - Nº 07-017 SAGE Publications.

CEDERGREEN, H.R. (1980). "Drenagem dos pavimentos de rodovias e aeródromos" - Livros Técnicos e Científicos Ed.-DNER.

CHOU, Y.T. (1986). "Probabilistic and reliability analysis of the CBR design method for flexible airfield pavements" - Technical Report GL - 86-15 - US Army Corps of Engineers.

CHOU, Y.T. (1987). "Probabilistic and reliability design procedures for flexible airfield pavements - elastic layered method" - Technical Report GL-87 - US Army Corps Engineers.

CLAESSEN, A.I.M., EDWARDS, J.M., SOMMER, P. & UGÉ, P. (1977). "Asphalt pavement design - the Shell Method" - 4º International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - Proceedings - Michigan.

COLLARTE-CONCHA, L.M. (1986). "Estudo de fadiga de duas misturas de solo-cimento" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

COPPE (1988). "Procedimentos de ensaio" - COPPE/UFRJ -Rio de Janeiro.

COPPETEC (1990). "Fadiga de misturas asfálticas" - Relatório final do projeto ET 150352, convênio CENPES/PETROBRAS.

CRUZ, P.T. (1985). "Solos lateríticos e saprolíticos compactados" - Colóquio Solos Tropicais e Suas Aplicações em Engenharia Civil - Porto Alegre.

DANTAS, J.M. (1958). "Projetos para pavimentação, técnica necessária e a experiência já colhida no Brasil" - II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. II.

DARTER, M.I. & HUDSON, W.R. (1973). "Probabilistic design concepts applied to flexible pavement system design" - Research Report 123-18 Center of Highway Research - University of Texas at Austin.

DIAS, A.J.R. (1990) - "Tratamento de dados ausentes para análise fatorial de Indicadores de Saúde" - tese MSc - COPPE/UFRJ.

ELVIRA, J.L. & CAMPO, J.A.F. (1977). "Comportement mécanique des mélanges bitumineux" - Bulletin LCPC spécial V.

FARAH, H. (1990). "Camada porosa de atrito" - 10º Encontro de Asfalto - IBP - Rio de Janeiro.

FIGUEROA, J.L. & THOMPSON, M.R. (1980). "Simplified structural analysis of flexible pavements for secondary roads based on ILLI-PAVE" - TRR 766.

FWA, T.S. & SINHA, K.C. (1987). "Estimation of enviromental and traffic loading effects on highway pavements" - ARR 17(4).

GEIPOT (1977). "Pesquisa de interrelacionamento de custos rodoviários" - Relatório Intermediário nº 2.

GOLDBERG, H. (1981). "Extending the limits of reliability theory" - Ed. John Wiley.

GOURVES, R. & MEZGHANI, F. (1988). "Micromécanique des milieux granulaires approche expérimentale utilizant le modèle de Schneebeli" - Revue Française de Géotechnique, nº 42.

GUIDA, H.N. (1984). "Camada porosa de atrito" - 19ª RAPv - ABPv - Rio de Janeiro.

HANNA, & MEYERHOF, G.G. (1979). "Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil with special reference to layered sand" - C.G.J. vol 16.

HANNA, & MEYERHOF, G.G. (1980). "Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay" - C.G.J. vol 17, nº 2.

HANSMIRE, W.H. (1985). "Introduction to Symposium on Reliability of Geotechnical Instrumentation" - TRR 1004.

HARR, M.E. (1987). "Reliability based design in Civil Engineering" - Mc Graw-Hill Book Company.

HICKS, R.J. (1970). "Factors influencing the resilient properties of granular materials" - tese PhD - Universidade da Califórnia - Berkeley.

IBGE (1977). "Geografia do Brasil" - vol. 1, 2, 3, 4 e 5.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (1967). "Normais Climatológicas".

IPR (1958). "Comparação dos resultados fornecidos por alguns métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis" - II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos.

IRICK, P., HUDSON, W.R. & Mc CULLANGH, B.F. (1987). "Application of reliability concepts to pavement design" - 6th ICSDAP.

JOHNSON, R.A. & WICHERN, D.W. (1982). "Applied Multivariate Statistical Analysis" - Englewood Cliffs, N.J. - Prentice Hall.

JUCÁ, J.F.T. (1990). "Variação de umidade em solos parcialmente saturados com sucção controlada" - 6º CBGE - IX COBRAMSEF - ABMS - Salvador, BA.

KAPUR, K.C. & LAMBERSON, L.R. (1987). "Reliability in Engineering Design" - Ed. John Willey

KHEDR, S. (1985). "Deformation characteristics of granular base course in flexible pavements" - TRR 1043.

KHER, R.K. & DARTER, M.I. (1973). "Probabilistic concepts and their applications to AASHO Interim guide for design of rigid pavements - Highway Research Record Nº 466.

KÖSTENBERGER, H (1989). "Design of roadway surface course in Austria" - 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - ABPv - Rio de Janeiro.

LEITE, L.F.M. (1990). "Estudos Reológicos de Cimentos Asfálticos" - tese MSc - COPPE/UFRJ.

LEMER, A.C. & MOAVENZADEH, F (1971). "Reliability fo highway pavements" - Highway Research Record Nº 362

LENTZ, R.W. & BALADI, G.Y. (1980). "Simplified procedure to characterize permanent strain in sand subjected to cyclic loading" - International Symposium an Soils under Cyclic and Transient Loading - Swansea.

LENTZ, R.W. & BALADI, G.Y. (1981). "Constitutive equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading" - TRR 810.

LIDDLE, W.J. (1962). "Application of AASHO Road Test results to the design of flexible pavement structures" - 1º International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - Proceedings - Michigan.

LIMBRICK, A.J., HAMDAMI, S.K., STERLING, A.B. & MESDARY, M.S. (1984). "Development of a deformation resistant wearing course for use in Kuwait's high temperatures" - 10th IRF - Rio de Janeiro.

LINS, A.H.P. (1987). "Estudo da sucção em solos" - Seminário Interno, COPPE/UFRJ.

LINS, A.H.P. (1991). "Resistência e poro-pressões desenvolvidas em um solo compactado não saturado em laboratório" - Tese de Doutorado - COPPR/UFRJ.

LIVNEH, M. & SHKLARSKY, E. (1962). "The bearing capacity os asphaltic concret carpets surfacing" - First International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - Proceedings - Michigan.

LOTFI, A.L. (1984). "Development of a rational compaction specification for cohesive soils" - tese DSc - Universidade Maryland - USA.

MAHLER, C.F. & MOTTA, L.M.G. (1982). "Comentários sobre a aplicação de método dos elementos finitos à análise de pavimentos" - 17ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - Brasília.

MANN, N.R., SCHAFER, R.E. & SINGPURWALLA, N.D. (1974). "Methods for Statistical Analysis of Reliability and Life Data" - Ed. John Wiley - 1ª Edição.

MAY, R.W. & WITCZAK, M.W. (1981) "Effective granular modulus to model pavement responses" - TRR 810.

MEDINA. H.P. (1972). "Água no solo" - cap. 5 de Elementos de Pedologia. Editor A. C. Moniz - Ed. Polígono, USP.

MEDINA, J. (1971). "Some considerations on climatic factors in pavement design" - 5th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundations Engineering - Luanda, Angola.

MEDINA, J. (1988a). "Fundamentos da Mecânica dos Pavimentos" - tese apresentada no concurso de Professor Titular da UFRJ.

MEDINA, J. (1988b). "Consideração sobre a umidade de equilíbrio em pavimentos" - 23ª Reunião Anual de Pavimentação, VOL. 1 - Florianópolis - ABPv.

MEDINA, J. (1989). "Tropical Soils in pavement design" - XII ICSMFE - Rio de Janeiro - ISSM.

MEDINA, J. & FARAH, H. (1965). "Dados sobre a temperatura de um revestimento betuminoso" - Publicação IPR.

MEDINA, J. & MOTTA, L.G.M. (1986). "A questão da influência da temperatura na deformabilidade elástica de pavimentos flexíveis" - 21ª RAPv - ABPv - Salvador, BA.

MEDINA, J. & MOTTA, L.G.M. (1987). "Design of asphalt pavements using lateritic soils in Brazil" - VI ICSDAP - Ann Arbor, Michigan, USA.

MEDINA, J. & MOTTA, L.G.M. (1989). "Resilient behavior of tropical soils in pavement design" - 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - Rio de Janeiro - ABPv.

MEDINA, J., MOTTA, L.G.M., LEITE, L. & PINTO, S. (1990). "Um estudo de Fadiga de Misturas Asfálticas com seis cimentos asfálticos da Petrobrás" - 10º Encontro de Asfalto - Rio de Janeiro - dez/90 - IBP.

MEDINA, J., MOTTA, L.G.M. & VIANNA, A.A.D. (1990). - "Tropical Soils and Climatic Conditions in Pavement Design in Brazil" - Proceedings from the Third International Conference Bearing Capacity of Roads and Airfields - Trondheim, Norway - jul/90.

MEDINA, J., PINTO, S. & PREUSSLER, E.S. (1984). "Une méthodologie d'évaluation des Chaussées souples et calcul de reforcement" - Colloque International Routes et Develloppement - Paris, França.

MEDINA, J. & PREUSSLER, E.S. (1980). "Caracteristicas resilientes de solos em estudos de pavimentos" - Revista Solos e Rochas - vol. 3 - nº 1.

MEDINA, J., PREUSSLER, E.S., PINTO, S. & MOTTA, L.M.G. (1982). "Study of resiliency for pavement design in Brazil" - V ICSDAP - Delft, Holanda.

MEYERHOF, G.G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations" - Géotechnique, vol. II, nº 4.

MEYERHOF, G.G. (1974). "Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay" - C.G.J. vol. 11, nº 2.

MIRANDA, J.C., TULCHINSKI, A. & MATTOS, A.B.G. (1988). "Ajustagem do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER - análise crítica do método de projeto de pavimentos flexíveis do DNER" - 23ª Reunião Anual de Pavimentação, VOL. 2 - Florianópolis - ABPv.

MONISMITH, C.L. & DEACON, J.A. (1969). "Fatigue of asphalt paving mixtures" - A.S.C.E. - Journal of Transportation Engineering, vol 95, nº TE 2.

MONISMITH, C.L., OGAWA, N. & FREEME, C.R. (1975). "Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading" - 54th Annual Meeting of TRB - Washington.

MONTALVO, J.R., BELL, C.A. & WILSON, J.E. (1984). "Comparison of diametral and triaxial repetead load testing techniques for untreated soils" - TRR 998.

MOOD, A.M., GRAYBILL, F.A. & BOES, D.C. (1974). "Introduction to the theory of statistics" - Ed. McGraw-Hill.

MORIN, W.J. & TODOR, D.C. (1975). "Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics" - Lyon Associates Inc - USAID-DNER.

MOTTA, L.M.G. (1979a). "O estudo da temperatura em revestimentos betuminosos" - tese de MSc - COPPE/UFRJ.

MOTTA, L.M.G. (1979b). "Um ano de medições de temperatura no painel experimental da COPPE" - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço -ABPv - Rio de Janeiro.

MOTTA, L.M.G. (1980). "Procedimento para estimativa de temperatura de pavimentos asfálticos para várias cidades e regiões do Brasil" - 5º Encontro de Asfalto - IBP - Rio de Janeiro.

MOTTA, L.M.G., ARANOVICH, L.A.S. & CERATTI, J.A. (1985). "Comportamento resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo" - Revista Solos e Rochas, vol. 8, nº 3.

MOTTA, L.M.G. & MAHLER, C.F. (1982). "Análise comparativa de diferentes métodos de cálculo de sistemas em camadas" - 6º Encontro de Asfalto - IBP - Rio de Janeiro.

MOTTA, L.M.G., MATOS, M.V.M., MEDINA, J. & VIANNA, A.A.D. (1990a). "Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos" - 24ª RAP, Belém, ABPv.

MOTTA, L.M.G., MATOS, M.V.M., MEDINA, J. & VIANNA, A.A.D. (1990b). "Características Resilientes de Solos Pedregulhosos Lateríticos" - 6º CBGE - IX COBRAMSEF - Salvador - BA - set/90 - ABMS.

MOTTA, L.M.G. & MEDINA, J. (1987). "A questão da influência da temperatura na deformabilidade elástica dos pavimentos flexíveis" - 21ª RAPv - Salvador - BA - set/86.

MOTTA, L.M.G. & MEDINA, J. (1989). "Experimental Data on Climatic factors in pavement and overlay design" - 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - Rio de Janeiro - ABPv.

NIJBOER, L.W. (1948). "Plasticity as a factor in the design of dense bituminous road carpets" - Ed. Elsevier Publishing Company.

NIMER, E. (1979). "Climatologia do Brasil" - IBGE - Rio de Janeiro.

NIMER, E. & BRANDÃO, A.M.P. (1985). "Balanço Hídrico anual para valores médios e tipos climáticos" - Revista Brasileira de Geografia - Vol. 47, nº 34.

PACHECO, M.P. (1986). "A pore pressure model for elastic-plastic finite element analysis" - tese DSc - Universidade Purdue - EUA.

PAPPIN, J.W. (1979). "Characteristics of a granular material for pavement analysis" - tese DSc, University of Nottinghan.

PAPPIN, J.W. & BROWN, S.F. (1980). "Resilient stress-strain behaviour of a crushed rock" - International Symposiumon Soils under Cyclic and Transient Loading" - Swansea

PAUTE, J.L. (1983) "Comportement des sols supports de chaussées à lápparеil triaxial à changements répetés" - Bulletin LCPC nº 124.

PAUTE, J.L., JOUVE, P., MARTINEZ, J.& RAGNEAU, E. (1988). "Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples" - Bulletin LCPC nº 156.

PEREIRA, A.M. (1985). "Análise crítica dos fatores de equivalência adotados pelo DNER e sua adequação às rodovias de tráfego pesado" - tese para concurso de Professor Titular da UFPR.

PEREZ-ESPINOSA,V.R. (1987). "Ensaios triaxiais de carga repetida de uma brita" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

PINTO,S. (1990). "Comportamento estrutural e desempenho de trechos experimentais na BR 101/RJ e BR 040/RJ" - Seminário interno - COPPE/UFRJ.

PINTO,S. & PREUSSLER,S.E. (1984). "Fatores de equivalência de cargas para projeto de pavimentos aeroportuários" - 19ª Reunião Anual de Pavimentação, Rio de Janeiro, ABPv.

POULOS,H.G. & DAVIS,E.H. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics" - Ed. John Wiley.

POTTER,J.C. (1985). "Reliability of the flexible pavement design model" - Miscellameous Paper - GL 85-27-US Army Corps of Engineers.

PREUSSLER,E.S. (1978). - "Ensaios triaxiais dinâmicos de um solo arenoso fino" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

PREUSSLER,E.S. (1983). "Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço" - tese de DSc, COPPE/UFRJ.

PREUSSLER,E.S. (1986). "A resiliência dos solos considerada no projeto de pavimentos" - 8º CBMSEF - Porto Alegre - ABMS.

PREUSSLER,E.S. & MEDINA,J. (1979). "A consideração das deflexões na avaliação estrutural dos pavimentos asfálticos" - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - ABPv - Rio de Janeiro.

PREUSSLER,E.S. & PINTO,S. (1982). "Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência" - 17ª RAP - ABPv - Rio de Janeiro.

PREUSSLER,E.S. & PINTO,S. (1983). "Aplicação do método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência" - 18º RAP - ABPv - Porto Alegre.

PREUSSLER,E.S. & PINTO,S. (1984a). "Tecnologia Nacional para restauração de pavimentos rodoviários e aeroportuários - programa TECNAPAV" - 19ª RAPv - ABPv - Rio de Janeiro.

PREUSSLER,E.S. & PINTO,S. (1984b). "Um novo procedimento de dimensionamento de pavimentos flexíveis" - 19ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - Rio de Janeiro.

PREVITERA,J. (1974). "Efeito da temperatura na deformabilidade dos pavimentos asfálticos" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

PURUSHATHAMARAJ,R. & RAO,V. (1974). "Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive - friction soils" - C.G.J. vol. 11.

QUEIRÓZ,C.A.V. (1981). "Performance prediction models for pavement management in Brazil" - tese DSc - Universidade do Texas, Austin - USA.

RADA.G. & WITCZAK,M.W. (1981) "Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular material" - TRR 810.

RICCI,E.A., VASCONCELOS,J.F., DUARTE,G. & DORIGO,D. (1983). "Influência da sazonalidade e da temperatura nas medições de deflexão" - Relatório Parcial 02, vol. I, PAEP - Máxima Engenharia-DNER.

RITTER,E. & COSTA FILHO,L.M. (1990). "Influência do teor de pedregulhos lateríticos nas características geotécnicas de misturas compactadas" - 6°CBGE - IX COBRAMSEF - Salvador - ABMS/ABGE.

RODRIGUES,R.M. (1987). "Projeto de reforço de pavimentos rodoviários e aeroportuários pelo método da resiliência: uma nova versão do programa TECNAPAV" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

RODRIGUES,R.M. (1988). "Modelos para análise mecanística de estruturas de pavimento" - Trabalho de Curso - COPPE/UFRJ.

RODRIGUES,R.M. (1989). "Método das camadas finitas aplicado à análise de fundações rasas, pavimentos e adensamentos de solos estratificados" - Seminário Interno COPPE/UFRJ.

ROSENBLUETH,E. (1975). "Point Estimates for Probability Moments" - Proceedings National Academy Science - USA - vol 72, n° 10.

ROSENBLUETH,E. (1981). "Two point estimates in probabilities" - Applied Math. Modelling, october.

ROWE,P.W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact" - Proc. Royal Society A (269).

SAES,J.L. & CRUZ,P.T. (1979). "Ábacos para cálculo de fundações: - Ed. Grêmio Politécnico.

SALATHÉ,J. & OUTROS (1990). "Pesquisa do IPR sobre asfalto polímero" - 10° Encontro de Asfalto - IBP - Rio de Janeiro.

SANTANA,H. (1989). "Evolução dos métodos de projeto, avaliação e reforço de pavimentos asfálticos no Brasil" - 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - ABPv.

SANTOS NETO,P.M. (1990). "Compressibilidade de solos não saturados com bolhas de ar oclusas" - tese de DSc, COPPE/UFRJ.

SATYANARAYAMA, & GARG (1980), "Bearing capacity of footings on layered C-ϕ soils" - Proceedings - Journal of ASCE, vol. 106, nº GT7.

SCHACKEL,B. (1973). "Changes in soil suction in a sand-clay subjected to repeted triaxial loading" - HRR Technical Paper.

SCHMIDT,L.A. & CERATTI,J.A. (1987). "Equivalências de cargas de eixos no projeto de restauração de pavimentos flexíveis - uma avaliação baseada em considerações defletométricas" - 22ª RAP - vol. 2 - ABPV - Maceió.

SEED,H.B., CHAN,C.K. & LEE,C.E. (1962). "Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements" - 1º International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - Proceedings - Michigan.

SERRA,P.R.M & BERNUCCI,L.L.B. (1990). "Utilização de solos argilosos lateríticos em pavimentos econômicos urbanos - segmento experimental de Araras - SP" - 6º CBGE - IX COBRAMSEF - Salvador - ABMS/ABGE.

SHAW,P. (1980). "Stress-strain relationship for granular materials under repeated loading" - tese DSc - University of Nottinghan

SIVA REDDY,A. & SRINIVASAN,R.J. (1967). "Bearing capacity of footings on layered clays" - JSMFD, vol. 93, nº SM2.

SOUTHGATE,H. (1968). "An evaluation of temperature distribution within asphalt pavements and its relationship to pavement deflection" - Kentuchy Department of Highway, Research Report.

SOUZA,J.B. (1986). "Dynamic properties of material for pavement design" - tese PhD - Universidade da Califórnia - Berkeley.

SOUZA, M.L. (1958). "Estado atual da técnica de pavimentação no Brasil" - II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. II.

SOUZA, M.L. (1961). "Método de projeto de pavimentos flexíveis" - DNER/MVOP - Rio de Janeiro.

SOUZA, M.L. (1965). "Sobre o dimensionamento de pavimentos flexíveis" - publicação 233, IPR/DNER.

SOUZA, M.L. (1972). "A problemática do dimensionamento de pavimentos" - publicação 592, IPR/DNER.

SOUZA, M.L. (1975). "Método de projeto de pavimentos flexíveis" - reimpressão da publicação de 1966.

SOUZA, M.L. (1976). "Controle tecnológico dos serviços de pavimentação" - Publicação 377 - IPR/DNER - Rio de Janeiro.

SOUZA, M.L. (1979). "Método de projeto de pavimentos flexíveis" - Publicação 667, IPR/DNER.

SOUZA, M.L., MAGALHÃES, J.P., SILVA, R.B. & SCHLOSSER (1977). "Pavement performance analysis and attempt to reevaluate flexible pavement design criteria adapted by Brazils's National Highway Department" - 8º IRF - Tóquio.

STOCK, A.F. & BROWN, S.F. (1980). "Nonlinear characterization of granular materials for asphalt pavement design" - TRR 755

SVENSON, M. (1980). "Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics" - Ed. John Wiley, New York.

TOSTICARELLI, J. & OUTROS (1989). "Contribucion del grupo de investigacion de Rosario a la evaluacion y refuerzo de pavimentos en Argentina" - 2º Simpósio Internacional de Reforço de Pavimentos - ABPv - Rio de Janeiro.

TRAVERS, T. & OUTROS (1988). "Compression de milieux granulaires-modèles à deux dimensions" - Revue Française de Géotechnique nº 43.

TRICHÊS, G. (1985). "Medidas de deformação lateral de amostras de solos compactados em ensaios dinâmicos de carga repetida" - tese de MSc, COPPE/UFRJ.

TUBELIS, A. & NASCIMENTO, F.J. (1980). "Metereologia descritiva: fundamentos e aplicações brasileiras" - Ed. Nobel.

TURNBULL, W.J., FOSTER, C.R. & AHLVIN, R.G. (1962). "Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume" - 1th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements - Proceedings - Michigan

UZAN, J. (1985) "Characterization of granular material" TRR 1022.

VERSTRAETEN, J. (1989). "Design and strengthening methods for bituminous pavements" - 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - ABPv - Rio de Janeiro.

VERSTRAETEN, J. & FRANCKEN, L. (1979). "Sur le compromis entre la stabilité et la durabilité de melanges bitumineux" - La Technique Routiere, vol. XXIV, nº 4.

VESIC, A.B. (1963). "Bearing capacity of deep foundations in sand" - HRR nº 39.

VESIC, A.B. (1975). "Bearing capacity of shallow fondations" - in Fundations Engineering Handbook, editado por Winterkorn e Fang.

VILLIBOR, D.D. & NOGAMI, J.S. (1984). "Critério para escolha de misturas descontínuas de solo laterítico-brita para bases de pavimentos: - 19ª Reunião Anual de Pavimentação - Rio de Janeiro - ABPv.

VILLIBOR, D.D. & NOGAMI, J.S. (1990). "Características e desempenho de segmentos com base de argila laterítica" - 24ª Reunião Anual de Pavimentação - Belém - ABPv.

WAMBEKE, A.V. (1981). "Calculated soil Moisture and temperature regimes of South America" - SMSS-AID-Nº AG/DSB 1129-5.

YAMAGUCHI, H. & TERASHI, M. (1971). "Ultimate bearing capacity of the multi-layered gound" - Proceedings - 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering - Bangkok, vol. 1.

YAMANOKUCHI, H. & INOUE, T. (1989). "Asphalt pavement and overlay design for heavy traffic road in Japan" - 2º Simpósio Internacional de Reforço de Pavimentos, vol I - ABPv - Rio de Janeiro.

YODER, E.J. & WITCZAK, M.W. (1975). "Principles of pavement design" - Ed. John Wiley & Sons, Inc.

APÊNDICE A
PROGRAMA DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO (FEPAVE MODIFICADO)

O programa FEPAVE já foi descrito no Capítulo 4 do trabalho.

Pretende-se neste apêndice relatar brevemente sua adaptação para a aplicação da metodologia proposta por ROSENBLEUTH (1975, 1981), para cálculo das estimativas dos valores da média e desvio padrão de uma variável dependente Y que é função das variáveis aleatórias $X_1, X_2, \ldots, X_n$, para as quais se conhece os valores (ou suas estimativas) dos mesmos parâmetros. A adaptação realizada considerou o caso em que $X_1, X_2, \ldots, X_n$ são variáveis não correlacionadas, hipótese que pode ser assumida em relação às variáveis de interesse para o dimensionamento de pavimentos. A introdução do uso dos coeficientes de correlação, todavia, parece não apresentar maiores problemas.

Decidiu-se mexer o mínimo possível na estrutura do FEPAVE, optando-se por transformá-lo numa subrotina e criando um outro programa principal que gera a matriz de sinais necessária para a metodologia de Rosenbleuth. Para cada linha dessa matriz é feita uma modificação nos dados originais (de onde se lê as médias e desvios padrões das variáveis $X_1, X_2, \ldots, X_n$) gerando um novo conjunto de dados que é gravado num arquivo temporário e, em seguida, é chamada a subrotina FEPAVE que processa normalmente esses dados.

Como é necessário usar o FEPAVE várias vezes (2^n) para cada caso foi preciso criar a subrotina ZERAR que por ele é chamada e tem a função de "limpar" as variáveis públicas, ou seja, que são usadas por outras subrotinas. Isso é necessário pois como a técnica MEF usada é incremental o último valor de cada uma das variáveis do programa fica acumulado na memória do computador em cada passagem.

Outro problema que precisou ser resolvido diz respeito à alteração dos valores das linhas da malha de elementos finitos quando se considera a variabilidade das espessuras (veja adiante as condições exigidas para a construção da malha). A opção implementada gera os valores para as linhas, ignorando os valores lidos do arquivo de dados, a partir dos valores das espessuras das camadas na passagem atual. A versão atual, quanto a esse aspecto, se restringe ao problema de três camadas, que era o interesse imediato da autora, sendo que se pretende proceder à generalização futuramente.

Outra alteração que se procedeu com vistas à utilização do FEPAVE foi a introdução de uma opção que permita escolher se se deseja a impressão dos resultados da forma tradicional onde se tem todos os pontos nodais, tensões, deformações, etc, ou uma saída resumida onde se tem apenas a impressão dos dados básicos de entrada (módulos, espessuras, tipo de material) e dos valores de interesse imediato para o dimensionamento (deflexão, tensão vertical no subleito, diferença de tensões e deformação específica de tração).

A.1 GERAÇÃO DA MATRIZ DE SINAIS

Como já foi relatado anteriormente a metodologia proposta por Rosenbleuth se baseia no cálculo de 2^n valores de uma função que associa uma variável Y a n outras variáveis das quais são conhecidas as médias e os desvios padrão. Para cada cálculo se usa as médias das variáveis somadas ou subtraídas de um desvio padrão.

Uma maneira de implementar esse procedimento numa rotina computacional é criar uma matriz de n colunas, corespondentes a cada uma das variáveis, e 2^n linhas, correspondentes a cada cálculo de um valor da função. Cada linha da matriz é composta de uma sequência de -1 e +1, sendo que a cada passagem verificar-se-á a posicão correspondente a cada uma das variáveis, subtraindo-se ou somando-se o desvio padrão à média conforme o caso.

O algorítmo usado para a geração da matriz de sinais pode ser descrito como se segue:

```
Inicialização:
     IS ⟵ 1;
     nl ⟵ n;
     Seja a matriz M[i,j], i = 1, 2,...,nl (linhas),
                           j = 1, 2,...,n  (colunas);
Atribuições:
     Enquanto j ≤ n faça;
          Enquanto i ≤ nl faça;
               aux ⟵ resto (i/2^j);
               Se aux = 0 faça IS ⟵ - IS;
               M[i,j] ⟵ IS;
          Fim i;
     Fim j.
```

Escrito na linguagem FORTRAN, que é a usada no caso do FEPAVE, tem-se o seguinte código:

```
C     ALGORITMO PARA GERACAO DA MATRIZ DE SINAIS
      IS = 1
      DO 1 J = 1,N
         DO 1 I = 1,NL
            AUX = FLOAT(I)/FLOAT(2**(J-1))
            IF ((AUX-INT(AUX)).EQ.0) IS = -IS
1           M(I,J) = IS
```

No caso de se trabalhar com três variáveis o algorítimo irá gerar uma matriz de 8 linhas e 3 coluna, com a seguinte configuração:

$$M = \begin{bmatrix} -1 & +1 & +1 \\ +1 & -1 & +1 \\ -1 & -1 & +1 \\ +1 & +1 & -1 \\ -1 & +1 & -1 \\ +1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 \\ +1 & +1 & +1 \end{bmatrix}$$

A.2 PREPARAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA

Os dados de entrada do FEPAVE devem obdecer algumas condições para que os resultados apresentem uma qualidade satisfatória. Tais condições são apresentadas a seguir:

a - Malha de elementos finitos:

- Linhas: são pontos obrigatórios as linhas de mudança de material ou seja, as espessuras de cada camada assim como a superfície, que recebe a cota igual a zero. As demais linhas devem se escolhidas de forma a descretizar mais na parte superior onde se concentra a carga. O subleito também tem uma espessura finita, convencional, adotada de forma que a espessura total seja de 4 a 5 metros.

- Colunas: são pontos obrigatórios: a) o centro da carga que recebe a cota (0,0); b) o final da carga; e c) um fechamento a uma distância do eixo da carga que em geral é de 2 a 3 metros.

As outras colunas são distribuidas de forma a discretizar mais sob a carga, podendo-se espaçar mais à medida que se afasta da mesma. Para consideração da roda dupla rodoviária, deve-se prever uma coluna passando a 15 cm do eixo da carga como sendo a metade da distância entre os dois eixos de carga. Neste ponto a deflexão calculada será multiplicada por dois para efeito de comparação com a medição com viga Benkelman.

b - Exemplo de malha: considere uma estrutura composta de revestimento de 10 cm, base de 20 cm, subbase de 20 cm e o subleito. Os mteriais apresentam comportamento não linear do módulo resiliente e, portanto, é preciso discretizar bastante. Uma malha possível para este ca teria as seguintes divisões:

- Linhas: 0,0; 2,5; 5,0; 7,5; 10,0; 15,0; 20,0; 25,0; 30,0; 35,0; 40,0; 45,0; 50,0; 60,0; 80,0; 100,0; 150,0; 200,0; 250,0; 350,0.

- Colunas: 0,0; 2,5; 5,0; 7,5; 10,8; 15,0; 20,0; 30,0; 40,0; 50,0; 90,0; 150,0; 200,0.

c - Número de incrementos de carga: se todas as camadas possuirem comportamento elástico linear (módulos constantes) pode-se utilizar um único incremento de carga, já que se conhecem os módulos. Caso pelo menos uma das camadas for de material elástico não linear (módulo dependente do estado de tensões) deve-se utilizar no mínimo 4 incrementos para que o valor estimado do módulo seja razoável.

d - O cálculo a partir das pressões gravitacionais tem levado a valores muito menores do que os medidos no campo; portanto recomenda-se utilizar o valor de MERK igual a zero. Com isto o primeiro valor de módulo em cada elemento será calculado a partir de um valor mínimo de tensão pré-estabelecido e embutido no programa.

e - As rodas dos veículos são representadas por uma área circular onde atua uma pressão uniforme. O eixo padrão rodoviário em geral é representado por uma área de raio igual a 10,8 cm onde atua uma pressão de 5,6 kgf/cm^2 (correspondente a 8,2 t distribuidas em quatro rodas).

f - O sistema de unidades deve ser coerente.

g - O coeficiente de empuxo de terras só é utilizado no cálculo das pressões gravitacionais e portanto não tem muita influência, podendo em geral ser admitido igual a 1 para todas as camadas.

h - O coeficiente de Poisson tem influência relativamente pequena no cômputo final, podendo ser admitido constante para cada camada, sendo utilizados em geral os seguintes valores, na falta de informações mais específicas:

Camadas betuminosas $\longrightarrow$ 0,30

Camadas granulares $\longrightarrow$ 0,35

Camadas argilosas $\longrightarrow$ 0,45

i - Os códigos de materiais cujos modelos estão, atualmente, embutidos no programa são os seguintes:

Código	Modelo	Material de aplicação
0	$M_r = f(T^oC)$	Betuminoso
1	$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2}$	Granular *
2	$M_r = f(\sigma_d)$(4 ctes)	Coesivo *
3	M_r = cte	Betuminoso, cimentado, lateritas, solos muito úmidos, solo muito siltosos, etc
4	$M_r = f(\sigma_d, \sigma_3)$(5 ctes)	SAF
5	$M_r = f(\sigma_d)$	Argila estabilizada com cimento *
6	$M_r = f(\sigma_d, T^oC)$	Argila sensível *
7	$M_r = f(\sigma_d, T^oC)$	Argila *
8	$M_r = f(\theta)$	Granular
9	$M_r = f(\log\sigma_d)$	Coesivo e granular

* Modelos existentes na versão original

APÊNDICE B

PROGRAMA DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA

```
C     CALCULO DA CAPACIDADE DE CARGA SEGUNDO VESIC
      COMMON C1, FI1, C2, FI2, B, L, H, Q, G
      REAL L
      DIMENSION Y(16),P(16)
      DIMENSION MSINAL(16,4),XM(4),V(4),DP(4)
      CHARACTER R
C
C     ENTRADA DOS DADOS
100   WRITE(*,'(/A34\)') 'NUMERO DE VARIAVEIS MODIFICADAS: '
      READ(*,*) N
      NP = 2 ** N
      WRITE(*,*) 'ENTRE COM OS VALORES PEDIDOS'
      WRITE(*,'(/A5\)') 'C1: '
      READ(*,*) XM(1)
      WRITE(*,'(A9\)') 'DESVIO: '
      READ(*,*) DP(1)
      WRITE(*,'(A6\)') 'FI1: '
      READ(*,*) XM(2)
      WRITE(*,'(A9\)') 'DESVIO: '
      READ(*,*) DP(2)
      WRITE(*,'(A5\)') 'C2: '
      READ(*,*) XM(3)
      WRITE(*,'(A9\)') 'DESVIO: '
      READ(*,*) DP(3)
      WRITE(*,'(A6\)') 'FI2: '
      READ(*,*) XM(4)
      WRITE(*,'(A9\)') 'DESVIO: '
      READ(*,*) DP(4)
      WRITE(*,'(A4\)') 'B: '
      READ(*,*) B
      WRITE(*,'(A4\)') 'L: '
      READ(*,*) L
      WRITE(*,'(A4\)') 'H: '
      READ(*,*) H
      WRITE(*,'(A4\)') 'Q: '
      READ(*,*) Q
      WRITE(*,'(A7\)') 'GAMA: '
      READ(*,*) G
      WRITE(*,'(/A32\)')'OS DADOS ESTAO CORRETOS (S/N)? '
      READ(*,'(A1)') R
      IF((R.NE.'S').AND.(R.NE.'s')) GOTO 100
C
      OPEN(UNIT=6,FILE='QZERO.SAI',STATUS='NEW')
      IS = 1
      DO 1 J = 1,4
         DO 1 I = 1,NP
            X = FLOAT(I)/FLOAT(2**(J-1))
            IF ((X-INT(X)).EQ.0) IS = -IS
1           MSINAL(I,J) = IS
      DO 4 I = 1,NP
         DO 5 J = 1,4
5        V(J) = XM(J)+MSINAL(I,J)*DP(J)
         C1 = V(1)
```

```
         FI1 = V(2)
         C2 = V(3)
         FI2 = V(4)
         CALL QZERO(QO)
         Y(I) = QO
         WRITE (6,10) C1,FI1,C2,FI2,B,L,H,G,Q,Y(I)
4     CONTINUE
      DO 3 I = 1,NP
3        P(I) = 1. / NP
      XMED = FMOM(Y,P,4,1)
      IF(NP.GT.1) DESV = FMOM(Y,P,4,2)
      DESV = DESV - XMED*XMED
      IF(DESV.LT.0.) DESV = 0
      DESV = SQRT(DESV)
C     CONFIABILIDADE
      WRITE(6,*) 'MEDIA = ',XMED
      WRITE(6,*) 'DESVIO= ',DESV
      WRITE(*,'(//A40//)') 'RESULTADOS GRAVADOS NO ARQUIVO QZERO.SAI'
      STOP
10    FORMAT(1H ,'DADOS DE ENTRADA'//' C1: ',F10.2,' FI1: ',F10.2,' C2:
     1',F10.2,' FI2: ',F10.2,//' B: ',F10.2,' L: ',F10.2,' H: ',F10.2,'
     2 GAMA: ',F10.5,' Q: ',F10.2//'RESULTADO'//' QZERO: ',F10.2)
      END
C
      FUNCTION FMOM(Y,P,N,M)
      DIMENSION Y(1),P(1)
      NP = 2**N
      FMOM = 0
      DO 1 I = 1,NP
1        FMOM = FMOM + P(I)*(Y(I)**M)
      RETURN
      END
C
      SUBROUTINE QZERO(QO)
C     CALCULO DO VALOR DE QZERO DADOS:
C
C              C1:   COESAO DA PRIMEIRA CAMADA
C              FI1:  ANGULO DE ATRITO DA PRIMEIRA CAMADA
C              C2:   COESAO DA SEGUNDA CAMADA
C              FI2:  ANGULO DE ATRITO DA SEGUNDA CAMADA
C              B, L: DIMENSOES DA FUNDACAO
C              H:    PROFUNDIDADE DA PRIMEIRA CAMADA ABAIXO DA FUNDACAO
C              G:    PESO ESPECIFICO (GAMA)
C              Q:    CARGA
C
      IMPLICIT REAL (A-Z)
      COMMON C1, FI1, C2, FI2, B, L, H, Q, G
C
      PI = 3.14159
C     ANGULOS PASSADOS PARA PI-RADIANOS
      F1 = (FI1 / 180) * PI
      F2 = (FI2 / 180) * PI
C     CALCULOS DE CONSTANTES, FATORES DE CARGA E FORMA
      T = SIN(F1)
      T = T*T
      K = (1. - T) / (1. + T)
      T = TAN(F2)
      NQ = EXP(PI * T) * TAN(PI/4 + F2/2)**2
      NC = (NQ - 1.) / T
```

```
      NG = 2 * (NQ + 1.) * T
      EC = 1. + (NQ/NC)
      EQ = 1. + T
      EG = 0.60
C     CALCULO DE QO2
      QO2 = C2*NC*EC + Q*NQ*EQ + (G*B*NG*EG) / 2
      T = TAN(F1)
      C = C1 / (K*T)
C     CALCULO DE QZERO
      QO = (QO2 + C) * EXP(2*(1. + B/L)*K*T*(H/B)) - C
C
      RETURN
      END
```

APÊNDICE C

PROGRAMA DE CÁLCULO DAS TEMPERATURAS MÁXIMA E MÍNIMA

```
C     CALCULO DAS TEMPERATURAS MAXIMAS E MINIMAS (PREVITERA (1974))
      DIMENSION PROF(15), TEMP(15), HORA(2)
      CHARACTER*20 XNOME
C     HCON  = COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE EXTERNA
C     CONDT = COEFICIENTE DE CONDUTIVIDADE TERMICA
C     CALES = CALOR ESPECIFICO
C     PESP  = PESO ESPECIFICO
C     ADS   = COEFICIENTE DE ABSORCAO
C     DELTH = ESPESSURA DE UMA SUBDIVISAO DO REVESTIMENTO
C     N     = NUMERO DE SUBDIVISOES
C     K     = NUMERO DO PROBLEMA
C     TAR   = TEMPERATURA MEDIA DO AR
C     VATAR = VARIACAO DA TEMPERATURA DO AR
C     RADSO = RADIACAO SOLAR
C
C     LEITURA E IMPRESSAO DOS DADOS
C
      OPEN(UNIT=5,FILE='TEMPER.DAT',STATUS='OLD')
      OPEN(UNIT=6,FILE='TEMPER.SAI',STATUS='NEW')
C
      READ(5,*) HCON,CONDT,CALES,PESP,ADS,DELTH,N
      WRITE(6,4) HCON,CONDT,CALES,PESP,ADS,DELTH,N
      HGRAN = HCON/CONDT
      DIF = CONDT/(PESP*CALES)
      CGRAN = SQRT(0.131/DIF)
      C1 = HGRAN + CGRAN
      CONS1 = HGRAN / SQRT(C1*C1 + CGRAN*CGRAN)
      CONS2 = ATAN(CGRAN / C1)
      ESP = FLOAT(N-1) * DELTH
      CH = CGRAN * ESP
      C1 = SIN(CH)*EXP(-CH)
      C2 = COS(CH)
      ALFA = ATAN((C1 - C2 + 1.) / (C1 + C2 - 1.))
      ALFA = 3.1416 + ALFA
      HORA(1) = (ALFA + CONS2) / 0.262
      HORA(2) = (3.1416/2 + CONS2) / 0.262
      WRITE (6,50) (HORA(I), I=1,2)
    5 READ (5,*) K
      IF (K - 10) 7,7,15
    7 READ (5,*) TAR,VATAR,RADSO
      READ (5,'(A20)') XNOME
      RADSO = RADSO / 24
      WRITE (6,16) K, XNOME, TAR, VATAR, RADSO
      RGRAN = 0.67*RADSO*ADS / HCON
      TEMED = TAR + RGRAN
      VATAR = VATAR / 2 + 3*RGRAN
      WRITE (6,9)
      DO 12 J = 1,2
      WRITE(6,13) J
      DO 19 I = 1,N
      PROF(I) = FLOAT(I-1) * DELTH
```

```
 19   TEMP(I) = TEMED+VATAR*CONS1*EXP(-PROF(I)*CGRAN)*SIN(0.262*HORA(J)
     1-PROF(I)*CGRAN-CONS2)
C
C     SAIDA DOS RESULTADOS
C
 12   WRITE(6,11) (PROF(I),TEMP(I), I=1,N)
      GOTO 5
 15   STOP
C
  4   FORMAT(1H1//20X,'*****IMPRESSAO DOS DADOS*****'//26X,'HCON  = ',F1
     10.3/26X,'CONDT = ',F10.3/26X,'CALES = ',F10.3/26X,'PESP  = ',F10.3
     2/26X,'ADS   = ',F10.3/26X,'DELTH = ',F10.3/26X,'N     = ',I10)
  9   FORMAT(/12X,'PERFIL DE TEMPERATURAS NO REVESTIMENTO'//10X,'PROFUND
     1IDADE(M) ',17X,'TEMPERATURA(C)')
 11   FORMAT(/15X,F5.3,26X,F6.3)
 13   FORMAT(/29X,'HORA ',I2)
 16   FORMAT(//24('*'),'TRABALHO NUMERO ',I3,23('*')//16X,'DADOS DE METE
     1OROLOGIA',24X,A20//,16X,'TEMPERATURA DO AR',6X,F10.2/16X,'VARIACAO
     2 DE TEMPERATURA',F10.2/16X,'RADIACAO SOLAR',9X,F10.2)
 50   FORMAT(/24X,'HORAS DE CALCULO'//11X,'HORA(1)= ',F10.3,6X,'HORA(2)=
     1 ',F10.3)
C
      END
```