

**JOSÉ TADEU BALBO**

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS DE BRITA E  
CIMENTO E SUA APLICAÇÃO AOS PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS**

**Tese apresentada à Escola Politécnica  
da Universidade de São Paulo, para a obtenção  
do título de Doutor em Engenharia.**

**São Paulo  
1993**

**JOSÉ TADEU BALBO**

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS DE BRITA E  
CIMENTO E SUA APLICAÇÃO AOS PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS**

**Tese apresentada à Escola Politécnica da USP  
para a obtenção do título de Doutor em Engenharia**

**São Paulo  
Agosto de 1993**

## ADVERTÊNCIA

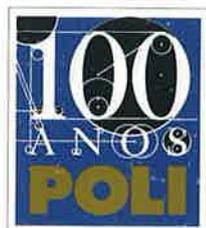
O Sistema Internacional de Unidades (SI) é utilizado neste trabalho. Portanto, o metro (m) é a unidade de comprimento, sendo que suas frações foram tomadas em milímetro ( $\text{mm} = 10^{-3} \text{ m}$ ) e micrômetro ( $\mu\text{m} = 10^{-6} \text{ m}$ ) quando necessário; o quilograma (kg) é a unidade de massa; o Newton (N) é a unidade de força, expressa também em kN ( $10^3 \text{ N}$ ); a unidade de pressão adotada foi o mega-Pascal (MPa), equivalente a  $10^3 \text{ kN/m}^2$ . As seguintes relações foram adotadas para as transformações necessárias:

$$\begin{aligned} 1 \text{ tf} &= 9,81 \text{ kN} \\ 1 \text{ MPa} &= 10,19368 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

## NOTICE

The International System of Units (SI) was used for this work. Therefore, the meter (m) is the unit of length, and for its subdivision the millimeter ( $\text{mm} = 10^{-3} \text{ m}$ ) and the micrometer ( $\mu\text{m} = 10^{-6} \text{ m}$ ) were used; the kilogramme (kg) is the unit of mass; the Newton (N) is the unit of force, also expressed in kN ( $10^3 \text{ N}$ ); the unit here used for pressure was the mega-Pascal (MPa), corresponding to  $10^3 \text{ kN/m}^2$ . The following relations were adopted for the required unit conversions:

$$\begin{aligned} 1 \text{ tf} &= 9,81 \text{ kN} \\ 1 \text{ MPa} &= 10,19368 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$



**1893 - 1993**

Balbo, José Tadeu

Estudo das Propriedades Mecânicas das Misturas de Brita e Cimento e sua Aplicação aos Pavimentos Semi-Rígidos. São Paulo, 1993.  
181p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1. Brita graduada tratada com cimento 2. Pavimentação  
I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t

**"A possibilidade de enraizar no passado a experiência atual  
de um grupo se perfaz pelas mediações simbólicas.  
É o gesto, o canto, a dança, o rito, a oração, a fala que evoca,  
a fala que invoca. No mundo arcaico tudo isto é fundamentalmente  
religião, vínculo do presente com o outrora-tornado-agora, laço  
da comunidade com as forças que a criaram em outro  
tempo e que sustêm a sua identidade."**

***(Alfredo Bosi)***

*Em tua memória, que permanece latente com teu exemplo,*

**SEBASTIÃO LÁZARO BALBO,**

*pai terrestre, amigo ímpar, chefe de meu clã.*

*Exemplo que se postergou, costurando caminhos, em meio ao confronto de tantas contradições. Como valores irredutíveis ficou o orgulho admirável com que relatastes tua infância pobre, condicionada precocemente ao trabalho, como engraxate, fruteiro ou jornaleiro; de tua juventude dedicada em refinar o amor pelo trabalho, privada de ócio e desperdício, pragas que geram tantos semi-deuses.*

*A guerra que enfrentastes foi aquela capaz de lapidar verdadeiros comandantes: o trabalho cotidiano, honesto e incansável, sem esmorecer, sem pausas inúteis. Um legado de ação continuamente produtiva que jamais se tornaria um conjunto de pensamentos abstratos e inócuos.*

*Um coração suficientemente cheio de grandeza, que nos permitiu estar sempre diante de uma presença temperada e edificante; que nos orientou a buscar o mais construtivo antes do mais fácil e imediato; que apenas exigiu de nós empenho e honestidade no trabalho, fosse qual fosse. Esta perenidade não foi objeto de troca; apenas uma conquista pelo despreendimento de teu espírito, sem mesmo se render conta.*

*Não por tua lembrança, mas pela presença, seja a ti permitido folhear com emoção estas páginas, pelas quais permeiam teu entusiasmo e calor, manifestos também nos longes e presentes tempos da "rodovia d'oeste", que me contaminaram e aqui me trouxeram.*

*Pelas raízes concretas por ti alimentadas, estas páginas te pertencem como um pequeno sinal de continuidade, que certamente é de descanso e conforto, visto que o trabalho árduo e transparente, com seus naturais percalços, foi dignamente cumprido durante tua passagem entre nós.*

*A ti, honra, respeito e gratidão sejam sempre recordados por toda tua descendência.*

# ÍNDICE

Lista de Abreviaturas	iv
Lista de Símbolos	vi
Resumo/Abstract/Résumé	viii
<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Pavimentos Semi-rígidos	3
1.2 Estabilização com Cimento	6
1.2.1 O Papel do Cimento	8
1.2.2 A Estabilização de Materiais Britados	9
1.3 Desenvolvimento das Misturas de BGTC	11
1.4 BGTC: Entre o Solo-cimento a o Concreto Magro	12
1.5 Diversas Exigências e Características	19
1.6 Prós e Contras: a Experiência Internacional	22
1.6.1 O "Sucesso" Britânico	23
1.6.2 "Desolação" e "Persistência" Francesa	24
1.6.3 Experiências Diversas	27
1.7 Aplicações no Brasil	28
1.8 Balanço dos Principais Problemas	31
1.8.1 Comportamento à Fadiga	31
1.8.2 Controle dos Subleitos	32
1.8.3 Retração e Fissuração Térmica	33
1.9 Uma Temática de Pesquisas	34
1.9.1 Objetivos do Trabalho	34
1.9.2 Técnicas Construtivas	35
1.9.3 Desempenho de Pistas Experimentais	35
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	37
<b>CAPÍTULO 2 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA DE BGTC</b>	<b>40</b>
2.1 Materiais Utilizados	41
2.1.1 Material Britado	41
2.1.1.1 Análise Petrográfica	42
2.1.1.2 Características dos Grãos	43
2.1.2 Ligante Hidráulico	43
2.2 Fabricação das Amostras de BGTC	45
2.2.1 Preparação Granulométrica	45
2.2.2 Mistura	45
2.2.2.1 Granulometria	45
2.2.2.2 Teor de Cimento	47
2.2.2.3 Teor de Umidade	47
2.2.2.4 Fabricação	47
2.2.3 Compactação	47
2.2.4 Cura	48
2.3 Ensaio Mecânicos	49
2.3.1 Módulo de Elasticidade	50
2.3.2 Resistência à Compressão	52
2.3.3 Resistência à Tração	52

2.3.4 Fadiga por Solicitações à Tração	52
2.4 Resultados Obtidos	54
2.4.1 Ensaios de Compactação	55
2.4.2 Relação Água/Cimento	56
2.4.3 Módulo de Elasticidade	58
2.4.3.1 Em Compressão	58
2.4.3.2 Em Tração	59
2.4.4 Resistência à Compressão	60
2.4.5 Resistência à Tração	61
2.4.5.1 Direta	61
2.4.5.2 Por Compressão Diametral	64
2.4.6 Comportamento à Fadiga	64
2.5 Discussão dos Resultados	69
2.5.1 Efeitos do Teor de Água na Mistura	69
2.5.2 Resistências e Módulos de Elasticidade Observados	77
2.5.3 Relações entre Resistências	83
2.5.4 Relações entre Módulos de Elasticidade	85
2.5.5 Relação entre Módulo de Elasticidade e Resistência	86
2.5.6 Comportamento à Fadiga	89
2.6 Comentários Finais	92
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	94
<b>CAPÍTULO 3 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL</b>	<b>98</b>
3.1 Dimensionamento ou Verificação Estrutural ?	100
3.2 Critério de Dimensionamento	101
3.3 Critério de Análise Tensional	103
3.3.1 Programa de Análise Adotado	103
3.3.2 Condições Gerais de Análise	104
3.3.2.1 Estrutura-Padrão de Pavimento	104
3.3.2.2 Propriedades dos Materiais	105
3.3.2.3 Cargas Rodoviárias	107
3.3.3 Comportamento Estrutural dos Pavimentos Semi-rígidos	108
3.4 Retro-análise do Método da AASHTO	113
3.4.1 Soluções Típicas	113
3.4.1.1 Parâmetros de Projeto	113
3.4.1.2 Espessuras Resultantes	114
3.4.2 Análise de Tensões na BGTC	115
3.4.3 Análise de Fadiga da BGTC	116
3.5 Modelos para o Cômputo de Tensões	117
3.5.1 Projeto Fatorial da Modelagem	118
3.5.2 Análise de Correlação	119
3.5.3 Modelos Calibrados	120
3.6 Análise de Fatores de Equivalência de Cargas	121
3.6.1 Conceito de Equivalência de Cargas	121
3.6.2 Formulação dos FEC para Estruturas Semi-rígidas	122
3.6.3 Confrontação com o Método da AASHTO	124
3.7 Critérios de Verificação	126
3.7.1 Tráfego Detalhado	127
3.7.2 Tráfego Admitido	127
3.8 Comentários Finais	129
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	131

<b>CAPÍTULO 4 - EXECUÇÃO DA BGTC</b>	<b>133</b>
4.1 As Especificações Brasileiras	134
4.1.1 Exigências e Requisitos	134
4.1.2 Discussão dos Requisitos Básicos	134
4.2 Propostas Básicas	138
4.2.1 Dosagem da Mistura	139
4.2.2 Energia de Compactação	139
4.2.3 Avaliação de Resistências	140
4.2.4 Compactação da BGTC	140
4.2.5 Controle de Espessuras	141
4.3 Melhorias Possíveis	141
4.3.1 Granulometria	141
4.3.2 Equipamentos de Construção	142
4.3.2.1 Espalhamento	142
4.3.2.2 Compactação	144
4.3.3 Controle de Densidade	144
4.3.4 Controle da Camada Subjacente	145
4.3.5 Retardadores de Pega	146
4.3.6 Cuidados com a Segregação	146
4.3.7 Cura do Material	147
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	149
<b>CONCLUSÕES</b>	<b>151</b>
<b>AGRADECIMENTOS</b>	<b>153</b>
<b>ANEXO 1 - Técnicas para Controle da Retração</b>	<b>155</b>
<b>ANEXO 2 - Análise de Correlações</b>	<b>158</b>
<b>ANEXO 3 - Exemplos de Verificação à Fadiga</b>	<b>173</b>
<b>ANEXO 4 - Aptidão de Equipamentos de Compactação</b>	<b>180</b>

## Lista de Abreviaturas

<b>AASHO</b>	American Association of State Highway Officials
<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials
<b>ABNT</b>	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<b>ACI</b>	American Concrete Institute
<b>AIPCR</b>	Association Internationale Permanent des Congrès de La Route
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials
<b>BCA</b>	British Cement Association
<b>BeAG</b>	Betonstrassen A.G.
<b>BGS</b>	Brita Graduada Simples
<b>BGTC</b>	Brita Graduada Tratada com Cimento
<b>CBR</b>	California Bearing Ratio
<b>CBUQ</b>	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
<b>CCA</b>	Cement and Concrete Association
<b>DER-PR</b>	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná
<b>DERSA</b>	Desenvolvimento Rodoviário S.A.
<b>DER-SP</b>	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
<b>DNER</b>	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
<b>ELSYM5</b>	Elastic Layer System Model 5
<b>EPUSP</b>	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
<b>ESRD</b>	Eixo Simples de Rodas Duplas
<b>ETD</b>	Eixo Tandem Duplo
<b>ETH-Z</b>	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
<b>ETT</b>	Eixo Tandem Triplo
<b>FHWA</b>	Federal Highway Administration

<b>HRB</b>	Highway Research Board
<b>IPR</b>	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
<b>ITA</b>	Instituto Tecnológico da Aeronáutica
<b>LCPC</b>	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
<b>PCA</b>	Portland Cement Association
<b>PMF</b>	Pré-misturado a Frio
<b>PMQ</b>	Pré-misturado a Quente
<b>PMSP</b>	Prefeitura do Município de São Paulo
<b>RRL</b>	Road Research Laboratory
<b>SETRA</b>	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
<b>TFB</b>	Technische Forschungs-und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie
<b>TRB</b>	Transportation Research Board
<b>USACE</b>	United States Army Corps of Engineers

## Lista de Símbolos

<b>A/C</b>	relação água/cimento
<b>d</b>	diâmetro do corpo-de-prova
<b>d<sub>rup</sub></b>	deslocamento de ruptura
<b>dt,j</b>	dano total causado por eixo qualquer
<b>dt,p</b>	dano total causado pelo eixo-padrão
<b>du,j</b>	dano unitário causado por eixo qualquer
<b>du,p</b>	dano unitário causado pelo eixo-padrão
<b>E</b>	módulo de elasticidade
<b>E<sub>c</sub></b>	módulo de elasticidade em compressão
<b>E<sub>f</sub></b>	módulo de elasticidade do subleito
<b>e<sub>b</sub></b>	espessura de base
<b>e<sub>r</sub></b>	espessura de revestimento
<b>e<sub>s</sub></b>	espessura de sub-base
<b>F</b>	força
<b>FEC</b>	fator de equivalência de cargas
<b>FEC<sub>j,p</sub></b>	fator de equivalência de cargas entre um eixo qualquer e o eixo-padrão
<b>F<sub>rup</sub></b>	força de ruptura
<b>H</b>	altura do corpo-de-prova
<b>h</b>	umidade da amostra
<b>Mr</b>	módulo resiliente
<b>N</b>	número de ciclos de carga
<b>Ne,j</b>	número de solicitações esperadas para um eixo qualquer
<b>Nf,j</b>	número de solicitações à fadiga para um eixo qualquer
<b>Nj</b>	número de solicitações de um eixo qualquer

<b>N<sub>p</sub></b>	número de solicitações de um eixo-padrão
<b>n</b>	expoente de Talbot
<b>P<sub>0</sub></b>	carga de ruptura no ensaio brasileiro
<b>p</b>	porcentagem passante por uma dada abertura de malha de peneira
<b>Q</b>	carga total sobre o eixo
<b>Q<sub>j</sub></b>	carga total de um eixo qualquer
<b>Q<sub>p</sub></b>	carga total de um eixo-padrão
<b>R<sub>c</sub></b>	resistência à compressão simples
<b>R<sub>t</sub></b>	resistência à tração no ensaio brasileiro
<b>R<sub>td</sub></b>	resistência à tração direta
<b>R<sub>tf</sub></b>	resistência à tração na flexão
<b>S</b>	grau de saturação da amostra
<b>SN</b>	número estrutural do pavimento
<b>Δh</b>	variação de umidade
<b>Δσ<sub>t</sub></b>	variação percentual da tensão de tração na flexão
<b>Δσ<sub>3</sub></b>	variação percentual da tensão de confinamento
<b>δ<sub>rup</sub></b>	deslocamento de ruptura
<b>γ</b>	constante de correlação
<b>γ<sub>as</sub></b>	densidade aparente seca
<b>ν</b>	coeficiente de Poisson
<b>θ</b>	primeiro invariante de tensões
<b>σ<sub>n</sub></b>	nível de tensão de tração aplicada
<b>σ<sub>0</sub></b>	tensão de ruptura à tração
<b>σ<sub>t</sub></b>	tensão de tração
<b>σ<sub>3</sub></b>	tensão de confinamento
<b>σ<sub>6</sub></b>	tensão de tração permissível para 10 <sup>6</sup> ciclos de carga

## RESUMO

Neste trabalho são estudadas as propriedades mecânicas de uma mistura de brita graduada tratada com cimento utilizada no país. Em sua parte experimental foi realizada uma pesquisa laboratorial que permitiu definir seus parâmetros elásticos e resistentes, sendo também proposto, de forma pioneira, um modelo de comportamento à fadiga para o material. Os efeitos de variações no teor de água da mistura foram também avaliados.

É também apresentado um estudo sobre a validade dos fatores de equivalência de cargas preconizados pela AASHTO, sendo então definidos critérios mais apropriados para o cálculo desses parâmetros para pavimentos semi-rígidos quando apresentem tal mistura em sua camada de base, tendo em vista o modelo de fadiga proposto.

Com base nos resultados experimentais e em modelos derivados de teoria elástica são propostos modelos semi-teóricos para a verificação à fadiga dos pavimentos semi-rígidos estudados.

As especificações brasileiras para o tipo de mistura estudada foram revisadas, sendo então propostas melhorias que permitam obter misturas de melhor qualidade e desempenho.

## ABSTRACT

The mechanical properties of a typical brazilian cement-treated crushed stone was studied in this work. The experimental research was conducted in order to define the elastic and strength characteristics of the material. A fatigue model was also proposed. Studies about the effects of moisture content on the mixture were performed.

The validity of the AASHTO's equivalent single axle load factors is discussed and a methodology for computing these parameters, based on the fatigue criteria, is presented. A semi-theoretical model for verifying semi-rigid pavements structures containing the cement-bounded material studied is also presented, based on both the elastic theory and the fatigue criteria.

The brazilian standards for the cement-treated crushed stone were revised and necessary changes were proposed to reach high quality performance cement-stabilized layers.

## RÉSUMÉ

Les caractéristiques mécaniques des graves-ciment traditionnels du Brésil ont été étudiées. Une analyse expérimentale a permis la définition des propriétés élastiques et de résistance de ces matériaux, ainsi que leur comportement à la fatigue. Les effets de la teneur en eau du mélange ont été étudiés.

La validité des facteurs d'équivalence de charges de la méthode AASHTO a été discutée et une méthodologie de calcul de ces facteurs est présentée, en tenant compte du comportement à la fatigue du mélange. Basés sur la théorie élastique, nous avons proposé des critères pour la vérification à la fatigue de ces matériaux quand ils sont utilisés en couche de base des chaussées semi-rigides.

Les spécifications brésiliennes pour les graves-ciment ont été révisées et les changements nécessaires pour obtenir des mélanges de haute qualité ont été proposés.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

Este trabalho de pesquisa foi realizado na busca de um maior conhecimento e esclarecimento do comportamento mecânico de misturas de pedras britadas graduadas com cimento Portland. Sua principal motivação foi a análise de alguns segmentos de rodovias que apresentaram anomalias, tendo seus pavimentos uma estrutura semi-rígida com base executada com o referido tipo de mistura.

Ao iniciar este trabalho, acreditávamos que um dos fatores que mais contribuíam para alguns insucessos desse tipo de estrutura de pavimento no Brasil fosse a inexistência de um critério de dimensionamento apropriado, que dedicasse a merecida atenção ao fenômeno da fadiga ao qual ficam sujeitas as bases de pavimento estabilizadas com ligantes hidráulicos.

Posteriormente outras dificuldades foram enfrentadas, que se não fossem maiores que o primeiro problema detetado, colaboravam intensamente para o agravamento das incertezas. Dentre as mesmas, destacam-se o desconhecimento existente sobre o comportamento mecânico deste tipo de mistura, que em geral restringia-se às indicações das resistências à compressão simples desejáveis para o material, emanadas por algumas normas ou especificações nacionais.

Quanto ao comportamento à fadiga do material, determinado através de modernas técnicas laboratoriais, pouco se poderia afirmar, uma vez que as relações de fadiga que por vezes eram indicadas em documentos internos de órgãos rodoviários, tinham origem em experiências realizadas no exterior, cuja proximidade das condições típicas desejáveis para o Brasil não era algo categoricamente defensável.

Resultados decorrentes do monitoramento deste tipo de pavimento também não eram disponíveis de forma ordenada e periódica, de modo que pouco se tinha a dizer, a partir de dados de campo, sobre o comportamento destas estruturas quando submetidas ao tráfego pesado.

Quanto à fabricação do material, pouca informação ou esclarecimentos existiam sobre o papel da relação água/cimento na qualidade final do produto. As especificações existentes delineavam como essencial para uma boa dosagem do material a verificação de efeitos de variações no teor de cimento da mistura, não fazendo menção da problemática da adição de água. Além disso, as especificações não abriam a possibilidade de simplificação na moldagem de corpos-de-prova, o que gerava uma dificuldade no momento de fazer pesquisas.

Todas estas questões ainda não resolvidas adequadamente levariam a dúvidas de ordem construtiva, uma vez que no campo deve-se tentar reproduzir com a maior fidelidade possível o projeto, que no entanto deixava dúvidas sobre o dimensionamento da estrutura e sobre a dosagem da mistura.

Diante deste quadro e das incertezas existentes em nosso meio técnico, vislumbrou-se, ao iniciar este estudo, uma grande frente de esforços acadêmicos que pudesse, paulatinamente, trazer maiores esclarecimentos sobre tais questões, de maneira a ser possível projetar e construir melhor no futuro. Logicamente, esta é uma cruzada que demanda tempo e também investimentos, não podendo ser concluída em curtos prazos.

Tinha-se consciência de que um dos suportes necessários para o desenvolvimento desta linha de pesquisas era o projeto e a construção de seções de pavimento semi-rígido experimental, para que, ao longo dos anos, sendo realizado um monitoramento periódico das mesmas, fosse possível emitir conclusões mais fundamentadas sobre como dimensionar, fabricar a mistura, construir o pavimento, e também de como realizar a manutenção de pavimentos que apresentam alguns problemas específicos.

Algum esforço mínimo de laboratório, como parte experimental dos trabalhos, seria também indispensável para que fossem conhecidos, com um nível de precisão confiável, diversos parâmetros resistentes e elásticos da mistura, bem como seu comportamento à fadiga. Este esforço seria essencial, não apenas para melhorar critérios de dimensionamento de pavimentos semi-rígidos, mas também para melhor definir os critérios construtivos e de controle tecnológico do material.

Enfim, havia um longo caminho a percorrer para obter um conhecimento menos deficiente da matéria. Assim, ficou claro que todos os aspectos anteriormente mencionados (e demais implicações) constituíam uma ampla linha de pesquisas e pontos de passagem obrigatórios para um melhor entendimento do assunto.

Então, dentro desta linha de pesquisas, o presente trabalho destaca especialmente o estudo do comportamento mecânico das britas graduadas tratadas com cimento e o dimensionamento de estruturas semi-rígidas de pavimentos que utilizam tal tipo de mistura; tais aspectos serão discutidos nos capítulos 2 e 3, respectivamente.

No capítulo 4, com base nos estudos experimentais e teóricos, serão revisadas e discutidas as especificações brasileiras que dizem respeito ao assunto, sendo então propostas algumas modificações para que as misturas de britas com cimento venham a desempenhar um papel mais eficiente como camadas de pavimentos semi-rígidos.

Neste capítulo introdutório serão discutidos diversos aspectos conceituais das questões aqui apresentadas, além de uma revisão da literatura técnica internacional, de modo a bem situar o leitor dentro da problemática em questão.

Para maior facilidade de leitura e eventual utilização deste trabalho, a bibliografia consultada durante os estudos é apresentada ao final de cada capítulo onde se fez referência à mesma.

## 1.1 Pavimentos Semi-rígidos

Em engenharia as tentativas de classificações e definições encontram-se muitas vezes tão crivadas de limitações que acabam tornando-se ineficientes, sendo então preferível e até desejável não impor definições rígidas, mas apontar limitações de utilização de um dado termo ou expressão.

Talvez esse seja o caso dos pavimentos semi-rígidos, considerada a inexistência de uma definição clássica do conceito, o que leva a aparentes divergências em tentativas de classificação emanadas por técnicos da área rodoviária.

Tentativas ocorrem, vez ou outra, de aplicar definições consideradas como "teóricas" ou "racionalis", aproveitando-se do fato de que estas estruturas possuem um componente peculiar que lhes confere uma camada "fortemente resistente à tração". No entanto isso pode gerar incorreções relativamente graves na medida em que não indicam expressamente qual seria a magnitude de tal resistência.

Aliás, se colocada tal magnitude em termos comparativos com a de outro material tradicional em engenharia civil, não ocorreria com frequência essa tentação de afirmar que materiais estabilizados com ligantes hidráulicos são fortemente resistentes à tração.

CRONEY & CRONEY (1991) não apresentam o termo semi-rígido como diferenciador de estruturas clássicas de pavimentos, usando apenas os termos rígido (que obriga a presença de elemento em concreto de cimento Portland) e flexível (que sempre comportaria um revestimento betuminoso), de tal forma que o uso de um dos mesmos elimina a hipótese restante.

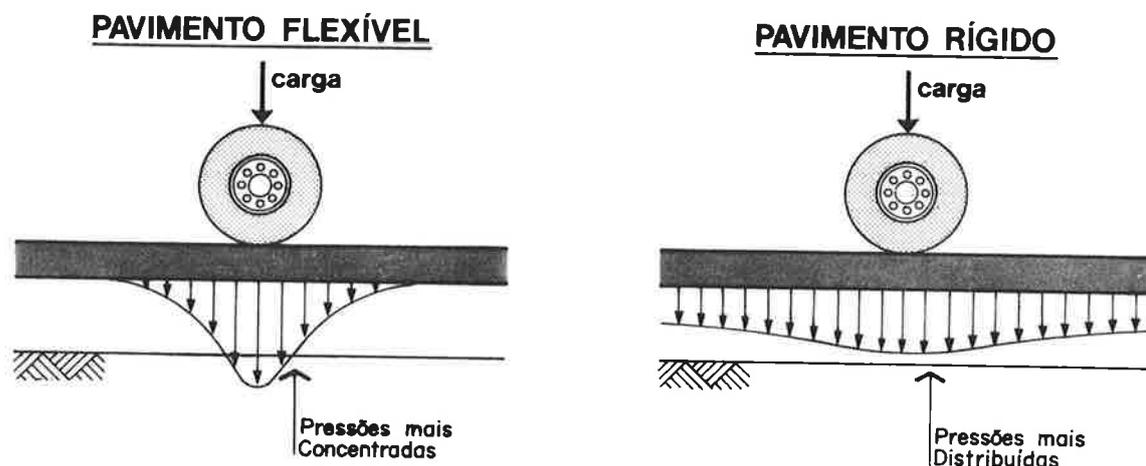
YODER & WITCZAK (1975) também se restringem aos termos rígido e flexível, apresentando definições similares, de maneira que ao se tentar produzir um texto acadêmico tratando de tal suposto tipo de pavimento, dadas as definições desses dois clássicos da literatura internacional, ressentem-se da ausência de um sólido apoio, parecendo que este conceito ou é intangível ou não corresponde a algo real. Surge então nova tentação: abandonar tal tarefa diante da importância de tantos outros aspectos a serem tratados.

Mas, se a tarefa se vislumbra como quase impossível, sempre existe a possibilidade de indicar os limites da expressão semi-rígido, percorrendo-se alguns caminhos já conhecidos e fixando-se algumas idéias básicas. A propósito, uma dessas diretrizes pode ser tomada a partir dos mesmos YODER & WITCZAK (1975), quando discutem a diferença mais saliente entre pavimentos rígidos e flexíveis, qual seja, a forma como cada um distribui os esforços sobre o solo da fundação (subleito).

Enquanto uma dada carga atuante sobre um pavimento flexível impõe nessa estrutura um campo de tensões muito concentrado nas proximidades do ponto de aplicação da mesma, em um pavimento rígido verifica-se um campo de tensões mais disperso, sendo os efeitos da carga distribuídos de maneira semelhante em toda a dimensão da placa (ver Figura 1.1), proporcionando menores magnitudes de esforços verticais sobre o subleito.

Neste caso um pavimento semi-rígido, que deve possuir uma camada composta por material estabilizado com ligante hidráulico (o que será definido mais adiante), poderia, intuitivamente falando, apresentar um comportamento a meio caminho entre pavimentos flexíveis e rígidos.

Este conceito intuitivo é confirmado através dos experimentos realizados por CHILDS & NUSSBAUM (1962), nos laboratórios da Portland Cement Association (PCA). Estes pesquisadores apresentaram dados bastante esclarecedores sobre a capacidade de difusão de tensões sobre o subleito inerentes às bases estabilizadas com cimento Portland, seja o material básico constituído de solo fino ou de agregados, bem ou mal graduado.



**Figura 1.1** Forma de distribuição de pressões em estruturas de pavimento

Tais experimentos, realizados em escala real, mostraram que tensões transmitidas ao subleito, por cargas idênticas, eram equivalentes para espessuras de 0,25 m de material granular (agregados) não estabilizado e de 0,10 m de misturas cimentadas, o que reflete a grande capacidade destas últimas no que concerne à difusão de pressões sobre o subleito.

Outra noção óbvia é que, ao adicionar um ligante hidráulico a um material de pavimentação, este, com o endurecimento da pasta de cimento, passa a resistir a esforços de tração, além dos evidentes ganhos de resistência à compressão, tudo como consequência da presença do cimento hidratado.

Cabe neste ponto recordar ainda que os teores de cimento utilizados em estabilização de materiais de pavimentação são sensivelmente inferiores àqueles encontrados no concreto de cimento Portland, mais uma razão para acreditar que em estabilização opera-se entre os limites de estruturas flexíveis e rígidas.

Diante dos fatos expostos, não é descabível a tentativa de se utilizar o termo "semi", para expressar algo que não se encontra em extremos bem definidos, mas "entre" os mesmos. Isto conduz também a uma grande dificuldade de classificação, e prova disso são as tentativas de não se definir a estrutura de pavimento como um todo, mas sim através de suas camadas componentes, diferenciando os materiais adotados como rígidos ou flexíveis, o que, em nosso entendimento, não resolve de forma apropriada a questão.

Surge, em meio a estas idéias, uma outra dificuldade para o enquadramento dos pavimentos semi-rígidos: trata-se da prática francesa e americana de utilizar camadas de

reforço para a manutenção de pavimentos originalmente flexíveis, constituídas de materiais estabilizados com ligantes hidráulicos.

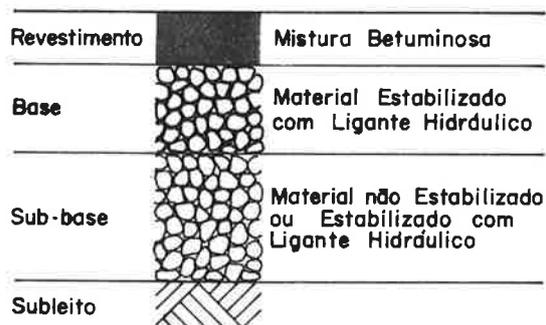
Tal prática modifica a forma de comportamento do pavimento original. A dificuldade consiste no fato de que tradicionalmente, a expressão semi-rígido é utilizada para designar pavimentos novos. Como então enquadrar os pavimentos restaurados de acordo com a técnica mencionada?

Acrescentando ainda outra situação encontrada na literatura rodoviária internacional, como enquadrar pavimentos que possuem uma camada constituída de material estabilizado com ligante hidráulico que entretanto não é a camada de base do pavimento?

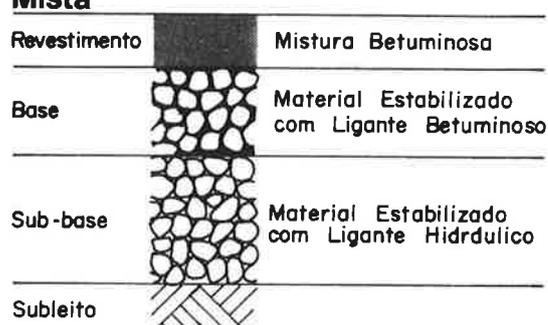
As situações possíveis para estruturas de pavimentos com camadas de materiais estabilizados com ligantes hidráulicos, discutidas anteriormente, são apresentadas na Figura 1.2, de cuja observação podem ser realizados alguns comentários de natureza pragmática.

A princípio, o caso A ilustrado na Figura 1.2 seria a típica estrutura de pavimento semi-rígido, na acepção da expressão, como é designado pelos técnicos rodoviários; basta fazer a ressalva de que a sub-base deste pavimento poderia também ser constituída de material estabilizado com ligante hidráulico, não prejudicando o emprego da expressão.

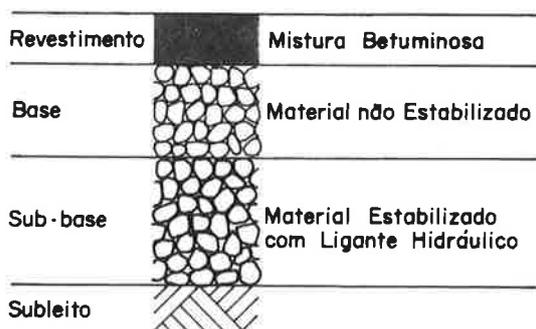
#### Caso A Estrutura Semi-Rígida Tradicional



#### Caso B Estrutura Semi-Rígida Híbrida ou Mista



#### Caso C Estrutura Semi-Rígida Invertida



#### Caso D Estrutura Semi-Rígida Após Reabilitação



Figura 1.2 Diversos tipos de pavimentos semi-rígidos

Já no caso B o material estabilizado com ligante hidráulico é encontrado na sub-base do pavimento, sendo a base composta por material estabilizado com ligante betuminoso. Na literatura técnica tal estrutura é por vezes designada por híbrida ou mista. No caso C, a presença de base granular sobre a sub-base estabilizada sugere o emprego da expressão pavimento invertido, ou ainda "em sanduíche", para distingui-lo dos demais pavimentos.

Enfim, o caso D indica uma estrutura de pavimento composta por um antigo pavimento flexível reforçado por outras camadas, incluída uma camada de material estabilizado com ligante hidráulico, para a qual não existe uma denominação consagrada. Em todas as situações mencionadas julga-se estar diante de estruturas semi-rígidas de pavimentos, já que não se pode classificá-las adequadamente como flexíveis ou rígidas.

E diante das evidentes dificuldades, preferimos considerar que a expressão "pavimento semi-rígido" é plenamente aplicável àqueles pavimentos constituídos por revestimento betuminoso e que, em sua estrutura, apresentam no mínimo uma camada de material estabilizado ou tratado com ligante hidráulico (AIPCR, 1991), o que lhe confere um comportamento sensivelmente diferenciado dos pavimentos flexíveis com relação à distribuição de tensões sobre o subleito.

No entanto, para melhor delimitar o emprego da expressão, é preciso eliminar os casos de pavimentos que porventura apresentem uma camada de concreto de cimento Portland, vibrado ou compactado, pois o termo rígido seria então aplicável conforme as definições clássicas.

## 1.2 Estabilização com Cimento

Não se pode afirmar que a estabilização de materiais com ligantes hidráulicos<sup>1</sup>, como técnica construtiva, seja uma invenção recente. Conscientes da necessidade de construção de pavimentos mais robustos para, por um lado permitir sua utilização por tráfego mais intenso e, por outro, reduzir as necessidades de manutenção, as grandes vias consulares na época áurea de Roma já eram construídas com técnicas de estabilização utilizando-se adições de pozolanas e cal (BOLIS & RENZO, 1949).

Modernamente, os ligantes hidráulicos utilizados para a estabilização de solos, não se restringem aos cimentos Portland. São ainda aplicáveis os ligantes pozolânicos ativados por cal e o cimento Portland com aditivos como as pozolanas naturais, as cinzas volantes, as escórias granuladas e as microssílicas. Cada tipo de cimento apresenta características próprias em função da proporção de silicatos de cálcio, aluminatos de cálcio e de ferro-aluminatos de cálcio, que são seus principais componentes (HABERLI & WILK, 1990).

Esta noção de adição de agentes ligantes aos solos sugere a idéia de alteração química dos materiais de pavimentação. Entretanto tal alteração deve ser encarada como um meio e não um fim, no caso de uso dos ligantes hidráulicos, em particular, o cimento Portland.

Também para o caso de uso da expressão estabilização, não se pode afirmar a existência de uniformidade de significação para os diversos autores; além disso, podem ser definidas diversas formas de estabilização, muito distintas entre si: estabilização mecânica, física,

---

<sup>1</sup> Os ligantes hidráulicos, em engenharia civil, são entendidos como "material pulverulento mineral finamente moído que, por meio de adição de água, forma uma pasta que após determinado tempo, solidificando-se, permite sua ligação com outros materiais, sendo que tal processo pode ocorrer mesmo em meio aquoso" (HABERLI & WILK, 1990).

química, por ligantes aéreos ou hidráulicos, granulométrica, por betumes (CEMBUREAU, 1960).

VOGT (1967) define por estabilização de um solo "uma modificação de suas propriedades geotécnicas por adição de outro material (ligante ou fração granulométrica) que deverá estar intimamente ligado ao solo, e subsequente compactação total da mistura". Tal definição é bastante apropriada na medida em que se torna possível extrair da mesma dois aspectos essenciais: a presença de um ligante (o que requer o domínio de técnicas de mistura e de tecnologia do ligante propriamente dito) e a necessidade de compactação da mistura (tecnologia de solos).

A estabilização de solos com cimento para a construção de pavimentos pode ser encarada como técnica que contribui para melhorar a capacidade portante de determinados materiais, conferindo às estruturas menor deformabilidade, além de tornar o material estabilizado menos suscetível à água. No entanto, a idéia primária de estabilizar um solo com cimento era criar um material altamente estável sob ação do gelo e da umidade (LA ROUTE EN BETON, 1961).

Este conceito básico muitas vezes encontrava-se associado à possibilidade de utilização de um solo de características pobres, do ponto de vista de pavimentação, estabilizando-o com cimento, o que evitaria inclusive os elevados custos de aquisição e transporte de materiais de qualidade superior, como é o caso das pedras britadas. CATTON (1962) faz alusão à esta pavimentação de baixo custo adotada nos E.U.A. com a utilização de cimento, a partir de 1932.

Tal conceito foi também amplamente adotado no Reino Unido no pós-guerra, para a construção das chamadas "housing estate roads", que era um grande plano de pavimentação urbana de baixo custo (CEMBUREAU, 1960).

Entretanto, paulatinamente se reforçava a idéia de que estabilizar com cimento era um procedimento construtivo que conferia grande robustez às estruturas de pavimentos, proporcionando uma melhor difusão de tensões sobre o subleito, causada pela relativa capacidade de resistir a esforços de tração da camada estabilizada, o que não era uma característica peculiar dos solos e agregados (ou materiais granulares) simplesmente compactados.

Tais idéias avançaram não apenas no campo teórico, mas através da observação do comportamento de inúmeros pavimentos construídos com o uso de materiais estabilizados com cimento. Neste sentido, desde os anos 50 a PCA indicava o emprego de solos estabilizados com cimento em bases de pavimentos rodoviários e aeroportuários com revestimentos betuminosos (pavimentos semi-rígidos) e também para sub-bases de pavimentos rígidos, sempre como elemento homogeneizador das condições de suporte de subleitos (CEMBUREAU, 1960).

Esta aptidão dos solos estabilizados com cimento para bases e sub-bases de pavimentos e não apenas como camada de fundação (ou de reforço do subleito) é também discutida e atestada por KÉZDI (1979). BALDUZZI (1960) confirma o método de estabilização com cimento como um critério bastante adequado para a construção de pavimentos sujeitos a tráfego muito pesado.

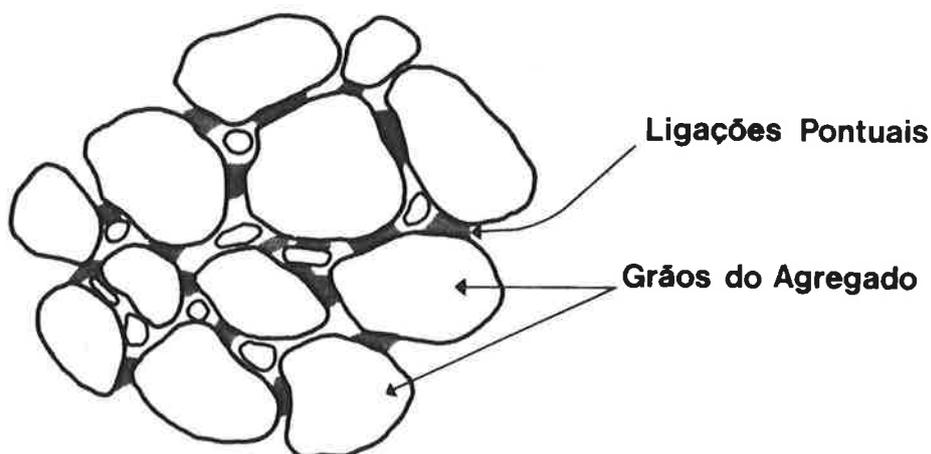
O emprego do cimento para a melhoria da qualidade ou mudança de comportamento de materiais de pavimentação vai, pouco a pouco abrangendo uma variada gama de solos, aqui incluídos os materiais granulares (agregados) naturais e britados, misturas de solos e agregados, etc.

### 1.2.1 O Papel do Cimento

É conveniente neste ponto estabelecer uma distinção entre as funções desempenhadas pelas adições de cimento nos solos ditos "finos" e em materiais granulares (agregados). Nos primeiros, a hidratação do cimento causa a formação de um esqueleto, onde as partículas de solo ficam envolvidas pela pasta de tal forma a criar uma matriz que fixa as partículas não aderidas (LILLEY, 1971; KÉZDI, 1979).

Nos solos, a formação deste esqueleto é fundamental para o grande incremento de resistência, visto que suas partículas possuem pequena resistência ao cisalhamento se comparada à de um agregado. Além disso, a liberação de cal durante o processo de hidratação do cimento contribui para a melhoria da suscetibilidade à água dos solos argilosos.

Já no caso dos agregados, onde os grãos são maiores que as partículas de cimento, a ação deste último se restringe a causar ligações pontuais entre os grãos (ver Figura 1.3) mesmo porque a quantidade de pasta de cimento em processos de estabilização não é suficiente para o completo envolvimento dos mesmos, o que é mais plausível no concreto. Isto significa que os agregados ao receberem adições de cimento, para sua estabilização, apresentam grande quantidade de vazios não preenchidos (poros).



**Figura 1.3** Ação do cimento na estabilização de agregados

A resistência dessa mistura passa então a depender não exclusivamente dos grãos mas também das ligações ocasionadas pela pasta de cimento, que causará uma coesão aparente no material (LILLEY, 1971). Para os agregados, a princípio, a estabilização com cimento não objetiva uma melhoria de sua suscetibilidade à água, pois os mesmos não são passíveis de expansão.

A melhoria de resistência de uma mistura de agregados com cimento, face ao exposto, pode ser buscada através da seleção de uma composição granulométrica mais desuniforme, capaz de ocasionar uma menor quantidade de vazios e uma maior quantidade de pontos de contato entre grãos e pasta de cimento, após sua compactação e cura (LILLEY & WILLIAMS, 1973), tirando-se assim um maior partido dos efeitos da cimentação (KÉDZI, 1979).

A adição de cimento (ligante hidráulico) aos agregados causa portanto alterações na forma de contato entre os grãos após a compactação. Dentro desta perspectiva, o termo estabilização pode ser aplicável às misturas de agregados e cimento; neste sentido, três fatos concorrem simultaneamente para que se possa considerar estes materiais como estabilizados: estabilização granulométrica (seleção de diâmetros dos grãos que virão a compor a mistura), estabilização química (por adição de cimento) e estabilização mecânica (por compactação da mistura).

A combinação das três ocorrências deve ser tal que forneça ao material uma efetiva melhoria em suas propriedades mecânicas e físicas. Diante das técnicas empregadas em cada processo, não se pode afirmar que a tecnologia de solos seja auto-suficiente para a especificação do material; torna-se necessário nesse caso o interfaceamento do problema com a tecnologia de cimentos e de concreto, para até mesmo poder dispor de meios de aferição da resistência da mistura, o que não poderia ser definido com precisão apenas com estudos de compactação.

É também interessante apontar para o fato de que as frações de solos e agregados compostas por siltes, areias e pedregulhos são inertes no que diz respeito a efeitos químicos sobre o cimento (SHERWOOD, 1968).

### 1.2.2 A Estabilização de Materiais Britados

As pedras britadas<sup>2</sup> desde longa data tem sido utilizadas como material de base ou sub-base de pavimentos, flexíveis ou rígidos, dadas suas características de resistência, de estabilidade, de não suscetibilidade à água. Sua importância na história recente da pavimentação viária é notável, visto que até serviu de padrão para a definição da capacidade de suporte de solos quando da concepção do primeiro tipo de ensaio para esta finalidade (índice de suporte californiano).

Um dos grandes fatores que determinam o sucesso no emprego das pedras britadas, segundo diversos autores tais como BALDUZZI (1960) e CRONEY & CRONEY (1991), é a correta compactação do material, o que lhe confere grande resistência aos esforços verticais gerados na estrutura de pavimentos pela ação das cargas. BALDUZZI & BENDER (1990) mais recentemente apresentam dados obtidos de seções experimentais de pavimentos confirmando a importância da compactação como grande fator de ganho de capacidade portante destes materiais.

Entretanto a compactação das pedras britadas por si só não permite que este material adquira uma relativa capacidade de absorver esforços horizontais, o que representaria uma grande mudança no comportamento de uma estrutura de pavimento pois, assim sendo, tal tarefa se encontraria dividida entre revestimento e base (e/ou sub-base). Para se conseguir este tipo de comportamento torna-se necessária a adição de um ligante às britas, gerando não mais o material pedra britada mas uma mistura, onde o cimento pode ser esse elemento ligante.

A prática de misturas de pedras britadas com cimento é mundialmente reconhecida, sendo adequada para os propósitos de construção de um pavimento semi-rígido. Isto pode ser

---

<sup>2</sup> As pedras britadas (ou simplesmente britas) são materiais resultantes da trituração ou moagem de rochas. Por rocha, entende-se em engenharia civil, como material natural da crosta terrestre "cuja resistência ao desmonte, além de ser permanente, a não ser quando em processo geológico de decomposição, só fosse vencida por meio de explosivos"(VARGAS, 1978).

confirmado através de extensiva literatura internacional disponível, com destaque especial para França, Reino Unido e E.U.A., onde se formaram grandes escolas de pesquisa deste tipo de mistura. São encontradas algumas variações na terminologia internacional para se referir à mesma espécie de mistura, como discutimos na sequência.

Antes de mais nada, é necessário distinguir expressões que não significam necessariamente a presença deste tipo de mistura na estrutura de um pavimento. Dentre as mesmas, é comum encontrar expressões genéricas tais como "camada cimentada", "camada estabilizada com ligante hidráulico", "base tratada com cimento", "base semi-rígida", etc. Estas expressões fornecem evidentemente uma noção do tipo de estrutura de pavimento quanto ao seu comportamento; também denotam a existência de algum tipo de material misturado com algum tipo de ligante hidráulico, mas não definem o tipo exato da mistura.

No caso das britas, um conjunto de agregados, a presença do cimento como um dos itens de estabilização do material, leva grande parte dos países a adotar a expressão "tratamento com cimento" ou algo similar, embora ocorram algumas diferenças. Por exemplo, KOSMATKA & PANARESE (1988), da PCA, adotam a expressão "cement-treated aggregate" para uma grande gama de tipos de agregados, incluindo-se aí as pedras britadas.

O United Kingston Department of Transport utiliza atualmente a expressão "cement-bound material" para designar, genericamente, solos e agregados tratados com cimento, dividindo-os posteriormente em quatro categorias que variam do solo-cimento ao concreto magro (CRONEY & CRONEY, 1991).

A escola francesa utiliza a designação geral "graves traités aux liants hydrauliques" e a expressão particularizada "graves-ciment"; na língua inglesa é encontrada a expressão "cement-treated gravel". Estas expressões genéricas podem referir-se a misturas fabricadas a partir de agregados naturais (cascalhos de rio, por exemplo) ou de agregados resultante da britagem de rochas (pedras britadas ou simplesmente britas).

Desta forma, a expressão adotada por YODER & WITCZAK (1975) nos parece bem adequada e específica para o material em questão: "cement-treated crushed stone". Na literatura técnica alemã é também encontrada expressão equivalente a esta. No Brasil adota-se correntemente a expressão "brita graduada tratada com cimento" (BGTC), sendo ainda encontradas as expressões "brita tratada com cimento" e "pedra britada tratada com cimento", que parecem menos completas que a primeira.

Efetivamente, o termo "graduada" indica uma distribuição granulométrica descontínua, eliminando a hipótese dos agregados apresentarem diâmetros praticamente idênticos; sugere portanto uma curva granulométrica bem distribuída ou bem graduada, revelando uma das facetas da fabricação da mistura: a estabilização granulométrica.

Face ao exposto, neste trabalho deu-se preferência ao termo BGTC. Resta ainda acrescentar que "tratamento com cimento" não apresenta equivalência com a forma como o mesmo muitas vezes é empregado no caso dos solos, quando denota um processo de melhoramento de suas propriedades plásticas, melhor adequando os mesmos para uso em pavimentação.

O tratamento dos agregados como implícito na expressão BGTC deve ser entendido em um contexto de modificação da forma de resposta às ações externas das britas compactadas, que passa a ser resultante não apenas da forma de contato entre seus

grãos, mas também das ligações existentes entre os mesmos e a pasta de cimento endurecida.

### 1.3 Desenvolvimento das Misturas de BGTC

A primeira notícia existente sobre a aplicação de processos de estabilização de solos com cimento neste século data de 1917, como um fato isolado e não investigado ocorrido no **Reino Unido**, quando o engenheiro H. E. Brooke-Bradley aplicou tais processos para fornecer melhor traficabilidade a estradas de terra existentes na planície de Salisbury (ANDREWS, 1955).

O grande passo para a evolução desta técnica ocorreu entretanto nos **Estados Unidos da América**, no início das atividades da PCA, quando um largo experimento no uso de solo-cimento para pavimentos teve início no estado americano de Carolina do Sul, cuja importância é recordada, ainda hoje, em diversos estudos bibliográficos.

De maneira mais ou menos discreta, durante a 2a. Guerra Mundial, as recém desenvolvidas técnicas de estabilização de solos foram aplicadas na construção de diversos aeródromos, na fase de expansão da **Alemanha** (LILLEY, 1971).

A aplicação de materiais granulares tratados com cimento em bases de pavimentos tem seu marco de afirmação quando, em 1944, surgia no **Reino Unido** a primeira especificação para a execução de bases de pavimentos em concreto magro compactado, para aplicação nas chamadas "housing estates roads", conforme recorda a Cement and Concrete Association (CCA, 1962).

Tal técnica difundiu-se então amplamente pela Europa, com destaque para países como a **Holanda e Bélgica**, que conhecem na década de 50 um surto muito grande na aplicação de materiais granulares tratados com cimento e compactados em pavimentação. As peculiaridades de formação geológica destes países muito incentivaram o aproveitamento de pedregulhos aluvionares na construção de pavimentos.

Na **França**, em meados da década de 50, a adição de cimento a materiais granulares naturais passava então a ser vista como uma forma de acrescentar "finos" àqueles agregados que eram então chamados de "graves maigres" devido à granulometria característica com a qual estavam disponíveis.

A adição de cimento era então adotada mais do ponto de vista de estabilização granulométrica. Mais tarde reconheceu-se que as adições de cimento "modificavam completamente as propriedades mecânicas do material e o modo de funcionamento das estruturas de pavimentos" (BONNOT, 1977).

Nos anos 60 esta técnica difunde-se por quase toda a Europa e por outros países do Leste Europeu, tendo seu uso consagrado, não obstante as diversas dificuldades encontradas em sua aplicação, que paulatinamente se tornaram objeto de estudos para a superação dos problemas ocorridos.

A BGTC, como é designada e conhecida entre nós, não é um material cuja concepção tenha ocorrido em nosso país; foi assim definida em meados da década de 70, quando teve seu uso introduzido em nosso meio rodoviário. Portanto, na busca da experiência mundial no uso da BGTC como material de pavimentação não se pode limitar a esta expressão específica para o material, como é adotada no Brasil.

Primeiramente, deve ser recordado que no exterior, a utilização de pedregulhos de natureza aluvionar é bastante corriqueira para o caso dos concretos, o que também torna-se natural para o caso de camadas de pavimentos estabilizadas com cimento. Por outro lado, uma especificação exclusiva para pedras britadas tratadas com cimento não é uma regra geral seguida nos demais países.

#### 1.4 BGTC: Entre o Solo-cimento e o Concreto Magro

A expressão "solo-cimento", segundo definição da PCA (1975) aplica-se ao caso de "mistura compactada de solo ou de material granular, cimento e água, que concorrem para a constituição de uma durável camada estrutural com características similares às placas (de concreto)". Quando figura a palavra "granular", dentro de determinadas condições, podem ser incluídas as misturas do tipo BGTC.

Foi na década de 70 que a PCA utilizou explicitamente o termo "agregado tratado com cimento", diferenciando-o do tradicional solo-cimento através da limitação de uma faixa granulométrica para o mesmo. Na Figura 1.4 são apresentadas as faixas granulométricas indicadas pela PCA (1979) e pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1990), neste último caso, específica para a BGTC.

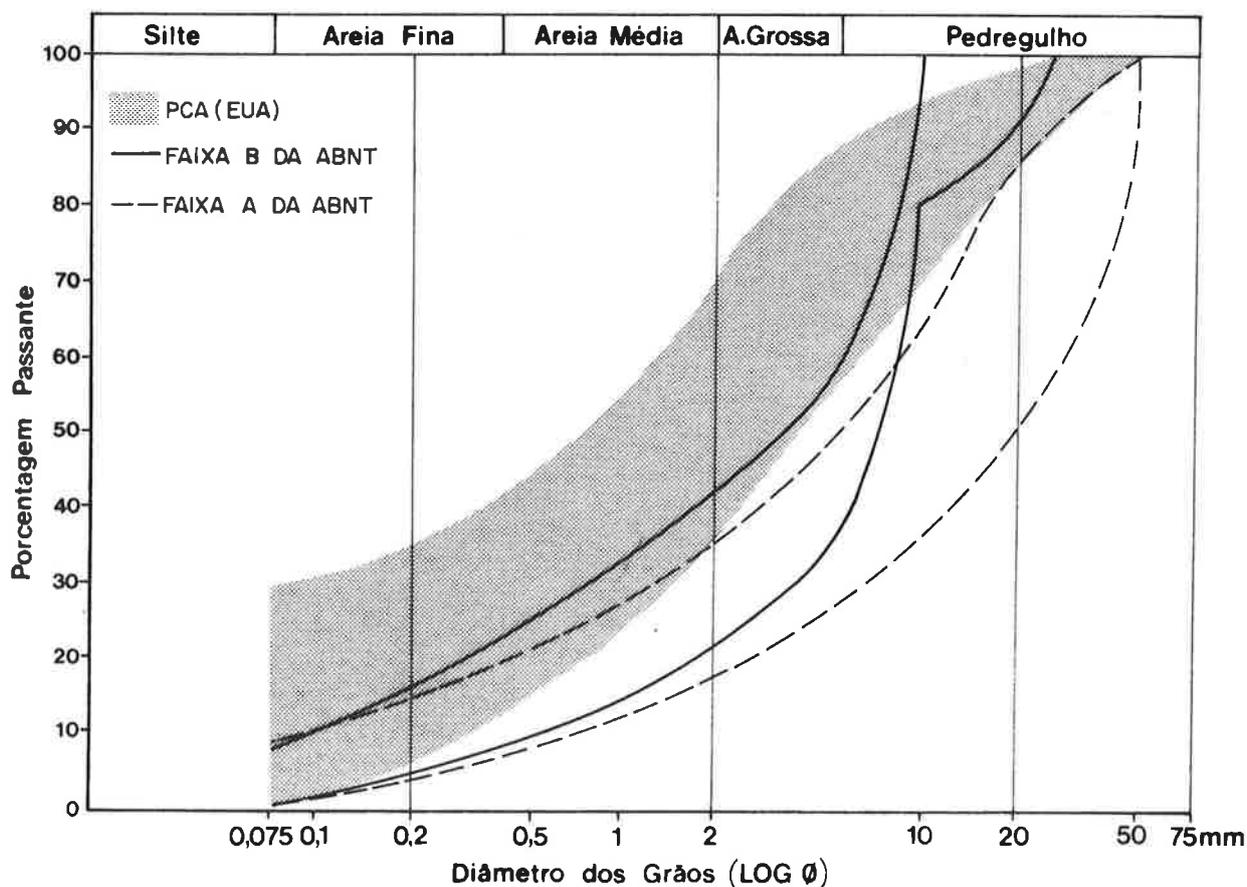
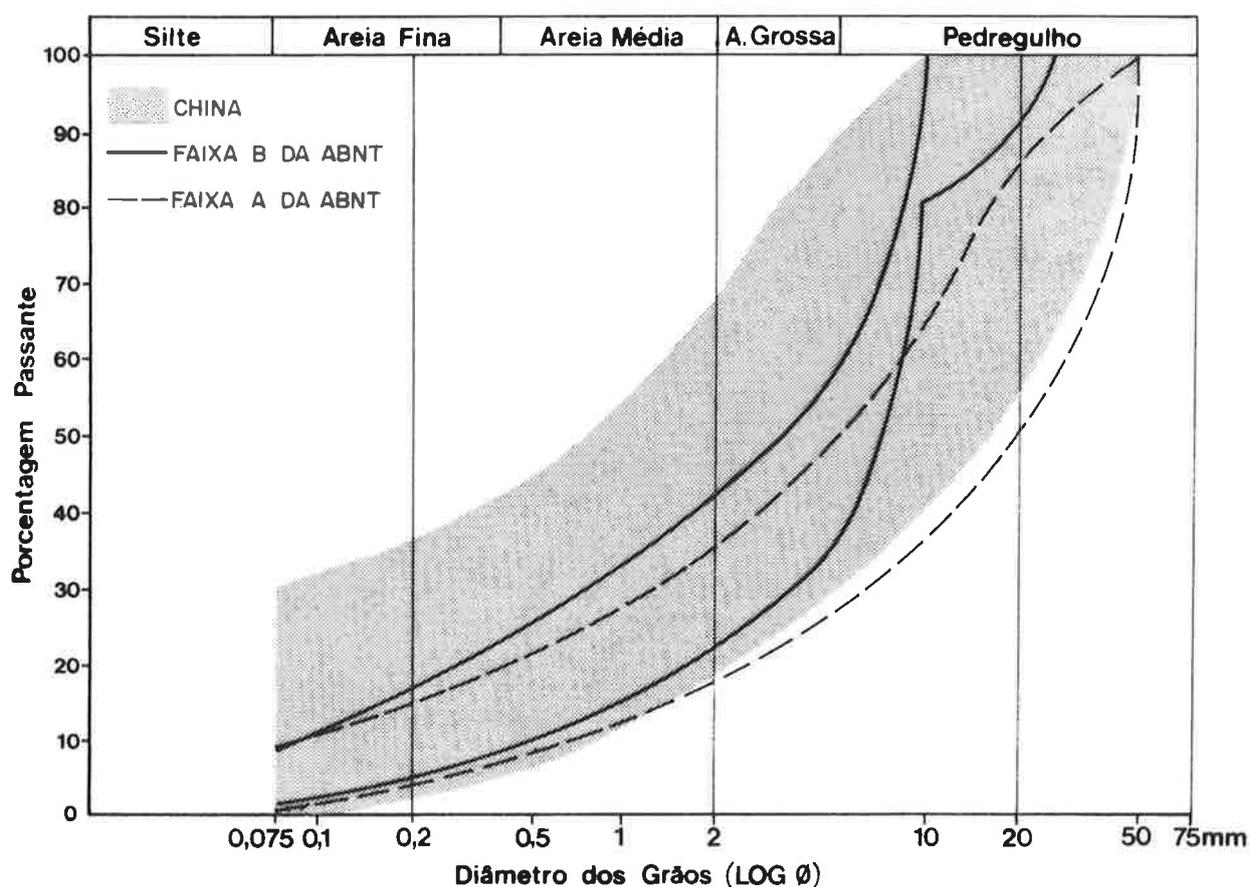


Figura 1.4 Faixa granulométrica da PCA (E.U.A.)

Pode-se concluir da análise da Figura 1.4 que a faixa B da ABNT se enquadra apenas em seu limite superior, naquela especificada pela PCA. Além disso, a quantidade máxima de finos passantes pela peneira de malha 0,075 mm é de 30 % para a especificação

americana contra os 9 % da especificação brasileira. Ressalva-se, contudo, que a especificação americana exige um índice de plasticidade inferior a 10 % para a fração passante na peneira com malha de diâmetro 0,425 mm.

Situação similar se verifica da observação da faixa granulométrica adotada na China (AIPCR, 1987), conforme apresentada na Figura 1.5. O limite superior da faixa é praticamente idêntico ao caso americano, sendo entretanto mais amplo o limite inferior de modo a permitir o completo enquadramento da faixa B da ABNT e, quase totalmente, o da faixa A.



**Figura 1.5** Faixa granulométrica adotada na China

A antiga Cement and Concrete Association do Reino Unido, apresentava, sem diferenças muito explícitas, expressões como "concreto magro", "material granular ligado com cimento" ou ainda "solo-cimento granular" para as misturas de pedras britadas ou pedregulhos com cimento (CCA, 1962).

SHERWOOD (1968) indica duas diferenças marcantes entre o concreto magro e materiais granulares ligados com cimento. Primeiramente, o concreto magro exigia não mais de 3 %

dos agregados passantes pela peneira de malha 0,075 mm, o que usualmente exigiria a lavagem do material, contrariamente ao outro caso, onde seriam permitidos mais de 10 % de material passante pela mesma peneira.

Em segundo lugar, isto gerava um problema de ordem prática, pois a grande quantidade de finos presentes nas misturas de materiais granulares ligados com cimento excluiria a possibilidade de fabricação da mistura através de centrais misturadoras de concreto com sistema de queda livre de materiais (SHERWOOD, 1968).

Tais dificuldades de distinção são bem mais acentuadas na Holanda, um país de tradição já acumulada na década de 50 com o uso do concreto magro. VAN DER VLIST & VAN DER SLUIS (1961), apontando diversas diferenças entre materiais estabilizados com cimento em seu país, afirmavam não existir distinções entre os concretos magros e as pedras britadas com cimento, especialmente no que dissesse respeito a teores de cimento (70 a 100 kg/m<sup>3</sup> contra 60 a 80 kg/m<sup>3</sup>).

Atualmente no Reino Unido, um país de inegável tradição no uso do concreto magro em pavimentação, a British Cement Association (BCA) adota a nova nomenclatura estabelecida pelo U. K. Department of Transport: os materiais ligados com cimento (cement bound material) são divididos em quatro grupos, a saber, CBM 1, CBM 2, CBM 3 e CBM 4 (BCA, 1990). Os dois últimos tipos referem-se exclusivamente aos concretos magros; o primeiro deles aos solos estabilizados com cimento.

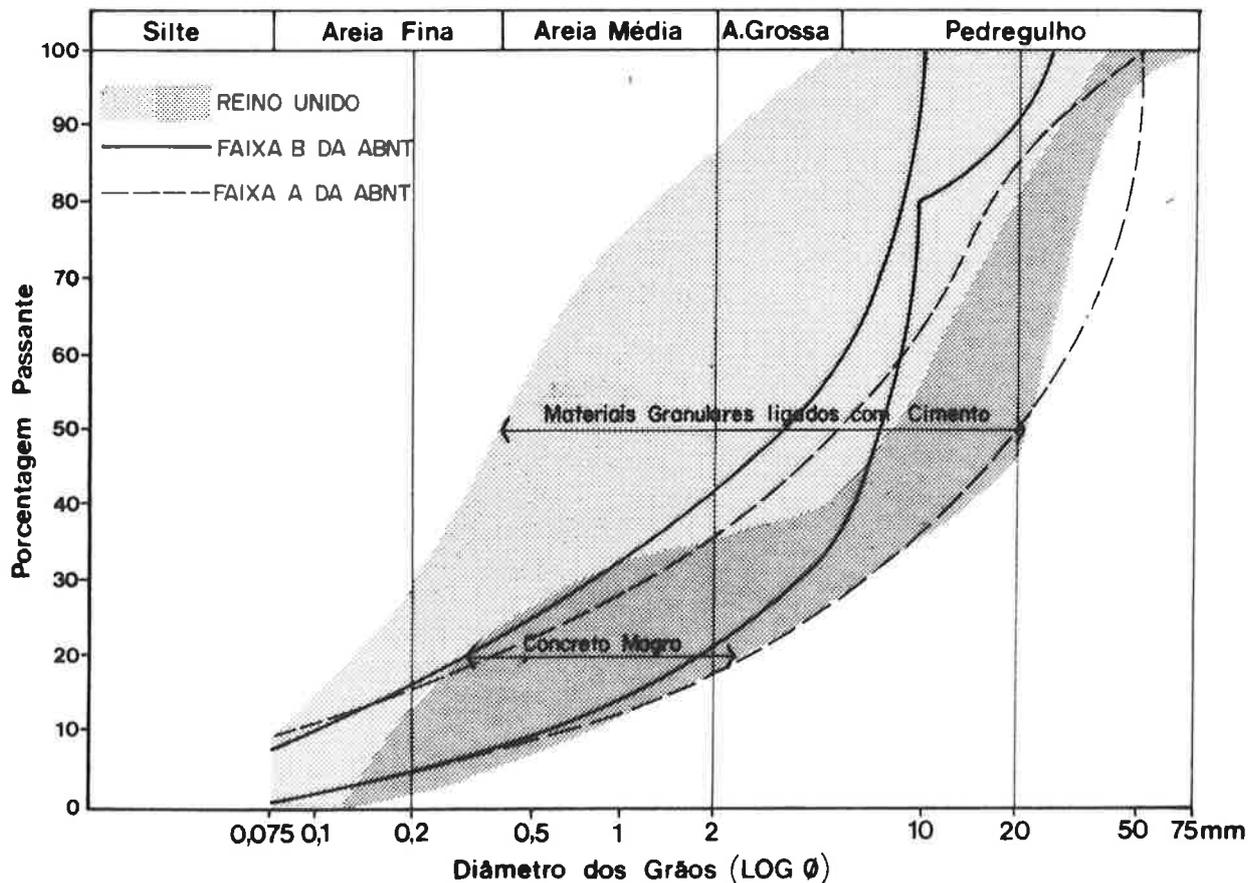


Figura 1.6 Faixa granulométrica adotada no Reino Unido

Na Figura 1.6 são apresentadas as faixas granulométricas da atual especificação do Reino Unido, em confronto com as faixas estabelecidas pela ABNT (1990) para a BGTC. Verifica-se que a faixa B da ABNT difere bastante daquela britânica, especialmente no que concerne às frações mais finas, principalmente as areias (ou pó de pedra). Enquanto a especificação brasileira tolera no máximo cerca de 35 % de material passando pela peneira de abertura 2 mm, a especificação britânica atinge o limite de até 85 %.

Para o caso da faixa A da ABNT encontra-se uma concordância muito grande de distribuição granulométrica com a zona de concretos magros delimitada pela norma britânica, designada por CBM 3 e CBM 4.

Na especificação adotada pela Suíça (1985) para materiais estabilizados com ligantes hidráulicos, ocorre uma diferenciação de faixas granulométricas para materiais que podem ser estabilizados exclusivamente "in situ", sendo no geral os limites mais amplos encontrados, conforme se verifica na Figura 1.7. A restrição genericamente aplicada é que a fração passante pela peneira de abertura 0,425 mm deve possuir índice de plasticidade máximo de 8 %. A BGTC especificada pela ABNT, em suas faixas A e B, encaixam-se perfeitamente dentro de tais limites.

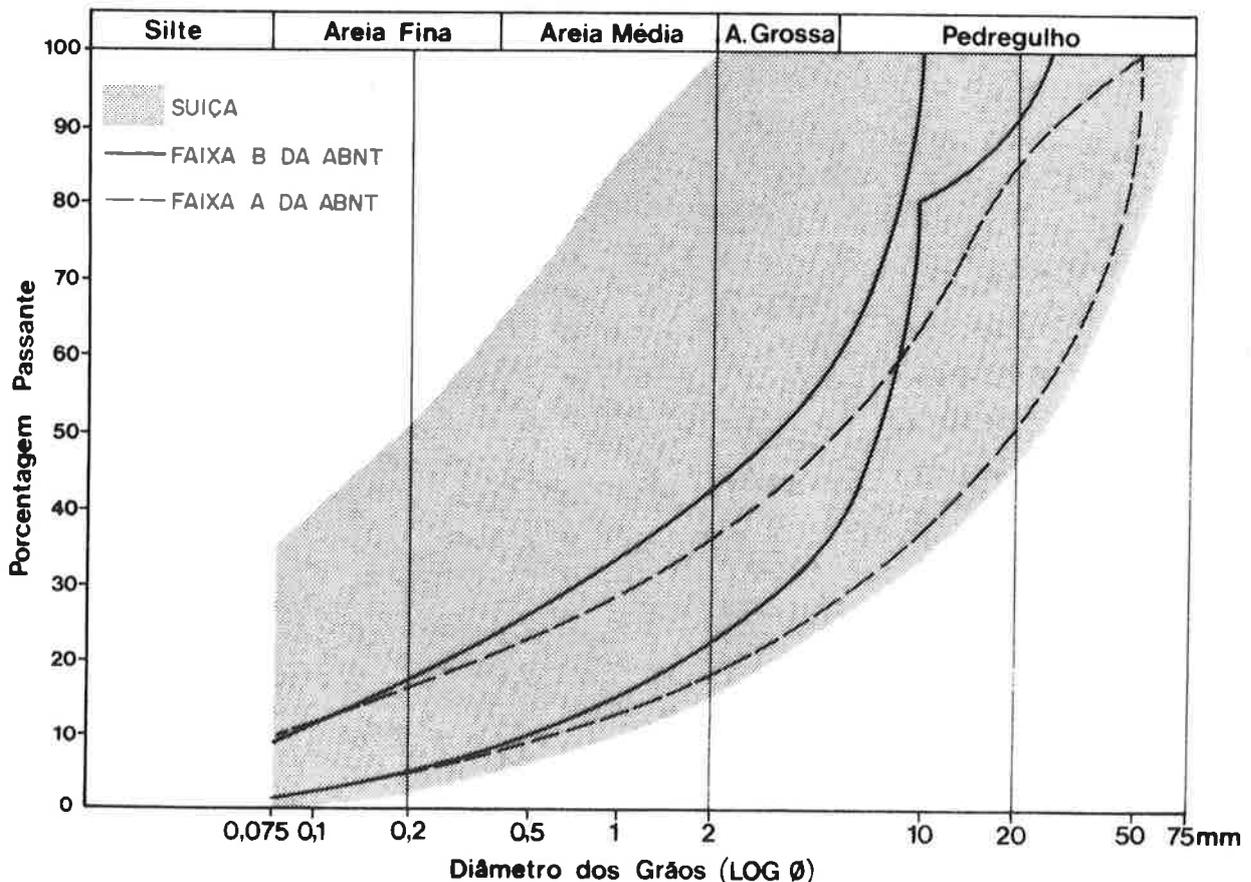


Figura 1.7 Faixa granulométrica adotada na Suíça

Na França, os chamados "agregados aluvionares sem finos", foram objeto de estabilização com cimento desde meados da década de 50, quando então recebiam uma nomenclatura

ímpar: "pedregulhos magros" (BONNOT, 1975). Não sendo usuários impassíveis do concreto magro como seus colegas britânicos, os franceses, por assim se dizer, criaram uma verdadeira escola no que tange ao desenvolvimento de técnicas para as misturas de britas com cimento, desde o uso de diversos tipos de cimentos e retardadores de pega, criação de tecnologias de laboratório e controle de misturas e até mesmo critérios de fabricação e aplicação em obras rodoviárias.

A faixa granulométrica adotada na França (1983) é bastante restritiva no que tange à estabilização de britas (ou pedregulhos) com cimento. Tal faixa, que é reproduzida na Figura 1.8, indica a exigência de fração passante pela peneira de malha com abertura 0,075 mm inferior a 10 %, além de apresentar-se muito bem graduada, o que não é o caso da faixa B da ABNT, onde as frações de pedregulhos médios e graúdos são mais limitadas, causando uma inclinação vertical mais brusca na distribuição para diâmetros superiores a 5 mm.

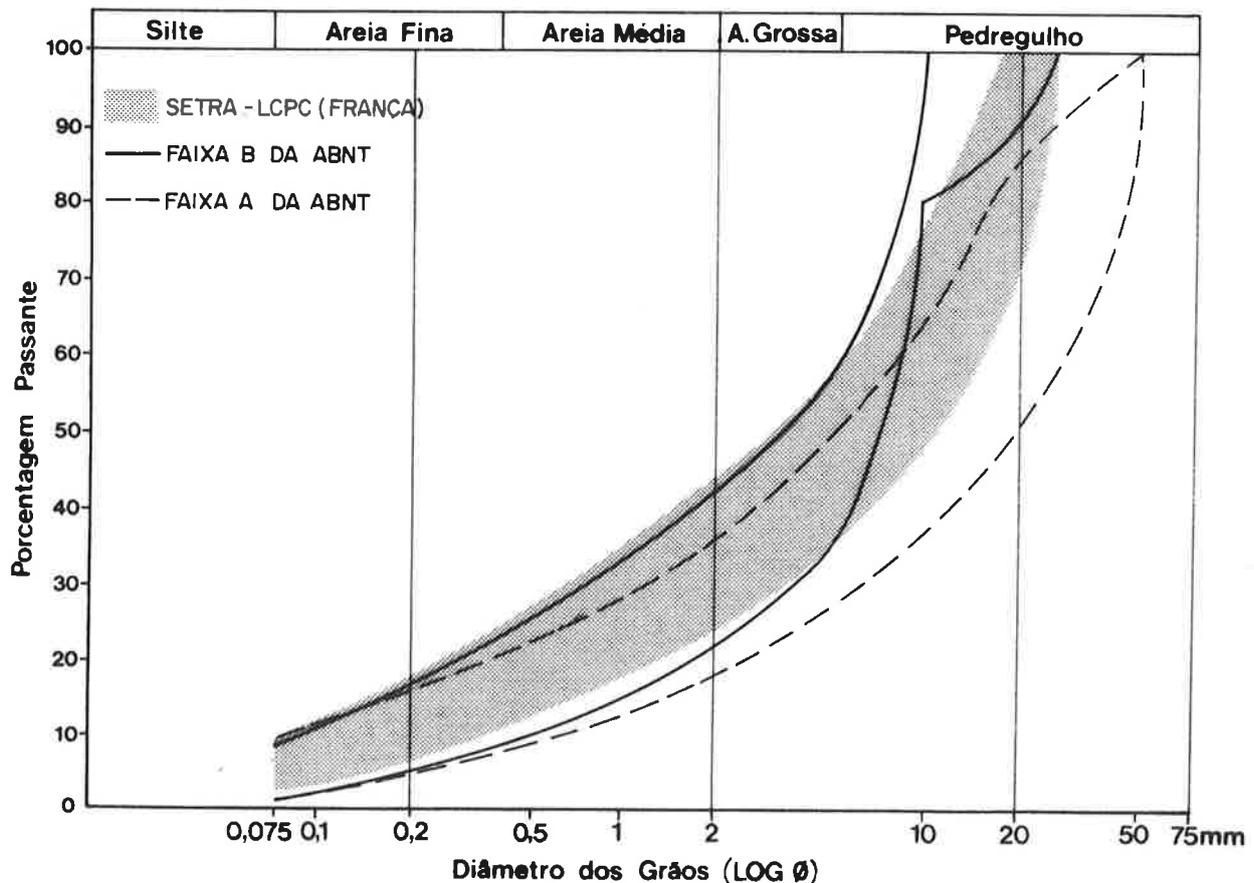
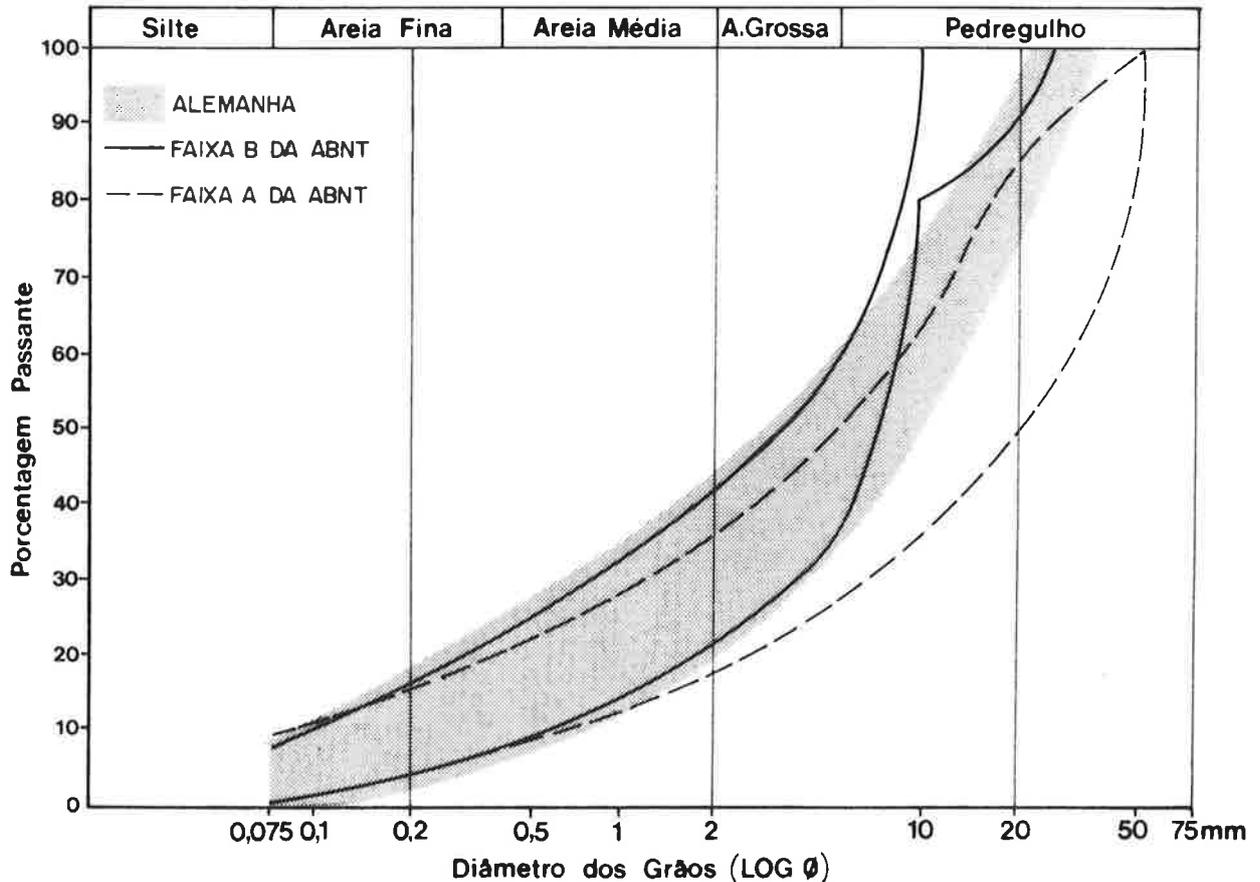


Figura 1.8 Faixa granulométrica adotada na França

A especificação alemã (apud FETZ, 1979) é também restritiva, para o caso de misturas do tipo BGTC, seguindo o exemplo daquela francesa. Como se observa na Figura 1.9, a distribuição granulométrica adotada na Alemanha difere da francesa por possuir limite inferior um pouco mais amplo, o que permite a adoção de diâmetros um pouco maiores.



**Figura 1.9** Faixa granulométrica adotada na Alemanha

Em termos restritivos, o mesmo ocorre para os casos da ex-Iugoslávia e da Noruega, sendo que para esta última é recomendada não uma faixa, mas uma distribuição exclusiva para o caso da BGTC (AIPCR, 1987), conforme se observa da Figura 1.10. Para a Espanha (AIPCR, 1979), conforme reproduzida na Figura 1.11, a faixa granulométrica para materiais granulares tratados com cimento é também bastante limitada, praticamente coincidindo com o caso francês.

Face ao exposto, pode-se considerar a especificação da ABNT (1990) como restritiva, a exemplo dos casos francês e alemão. Embora o limite superior da faixa A da ABNT enquadre-se relativamente bem dentro dos limites da norma francesa, a mesma varre com maior abrangência a faixa britânica para os concretos magros.

Dentro destas circunstâncias, as BGTC, como são encaradas em nosso país, podem ser entendidas como materiais com distribuição granulométrica entre o tradicional solo-cimento e o concreto magro, com maior proximidade deste último.

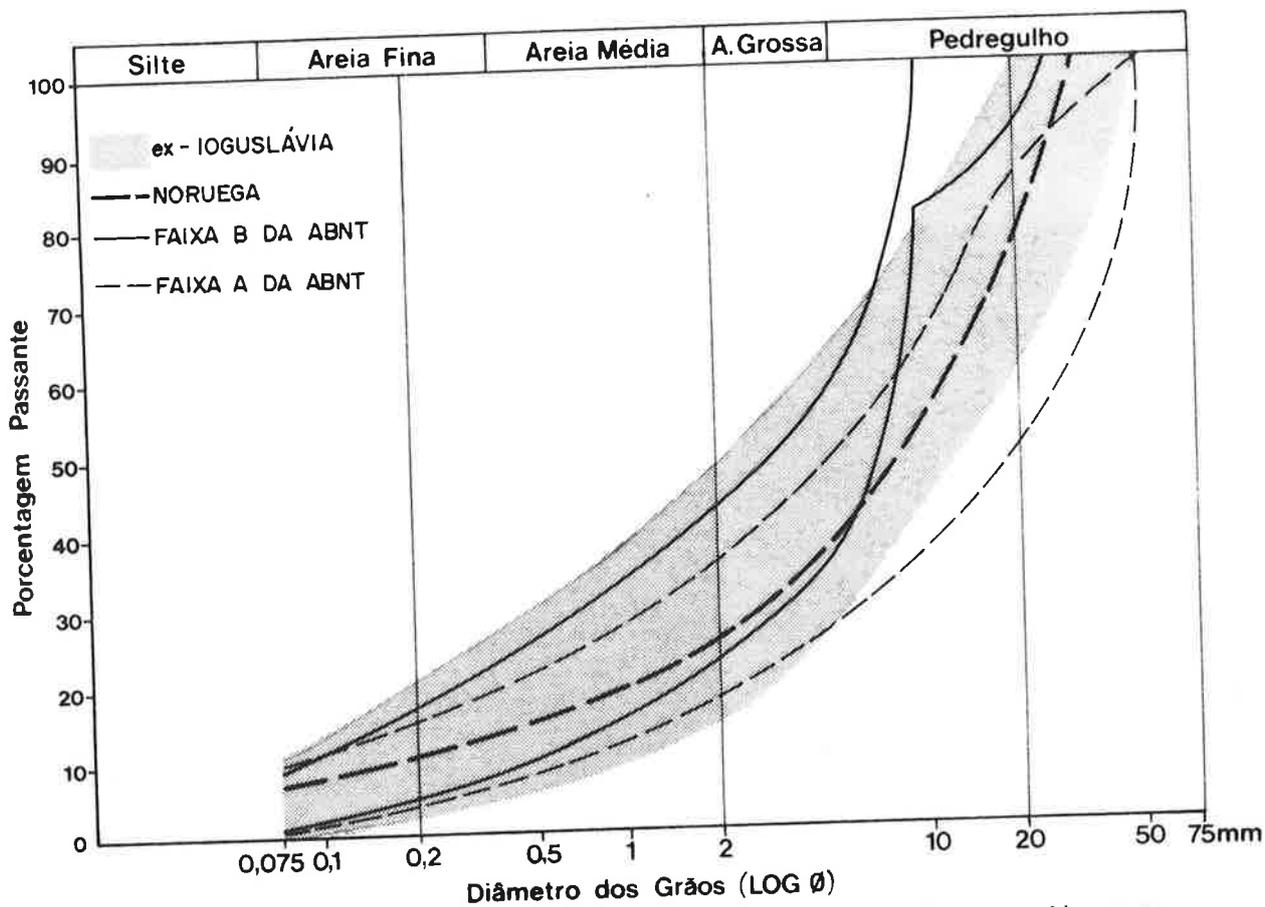


Figura 1.10 Faixas granulométricas adotadas na ex-logoslávia e na Noruega

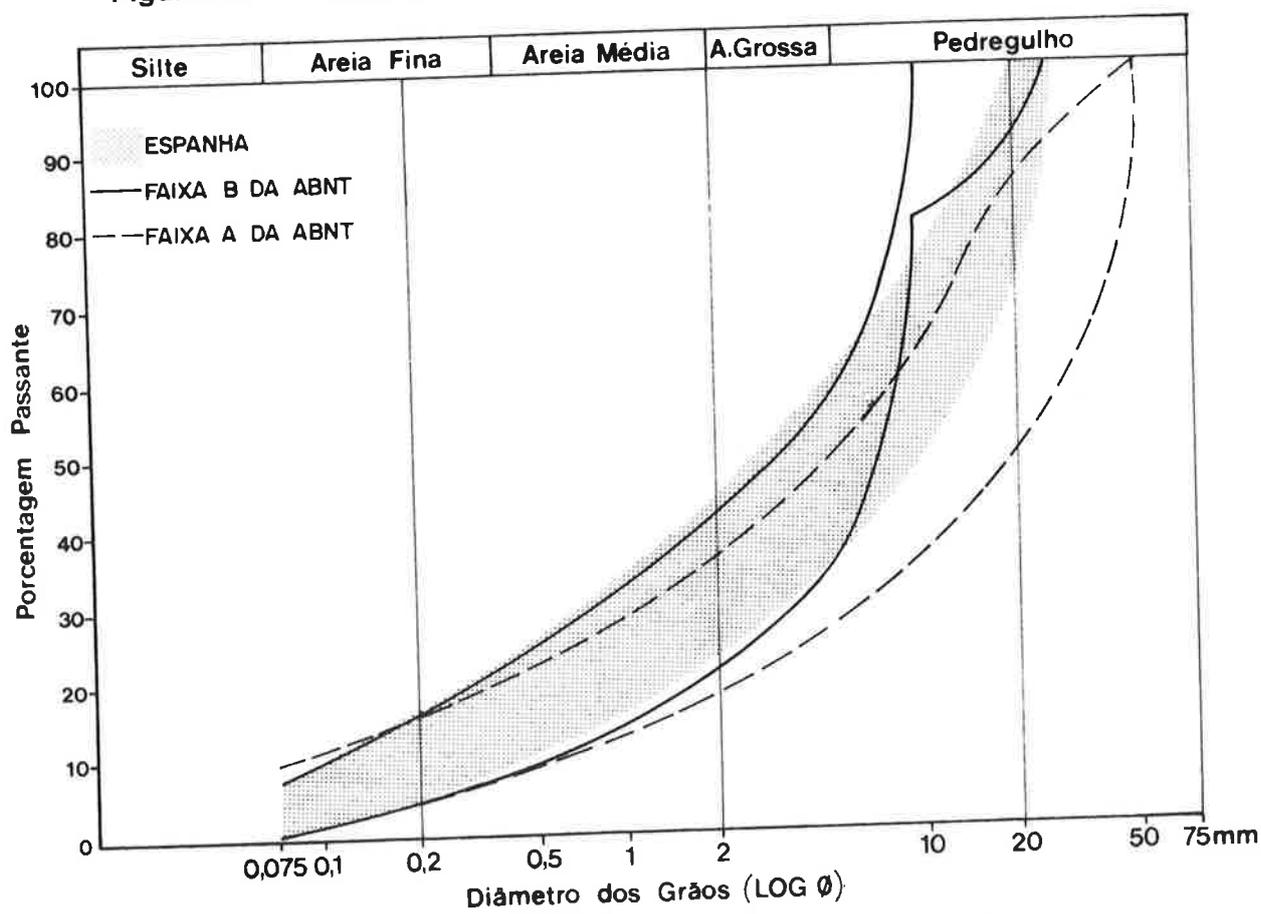


Figura 1.11 Faixa granulométrica adotada na Espanha

Entretanto, vale a pena aqui recordar que as BGTC diferem fundamentalmente dos concretos magros quanto à procedência dos agregados. Todos os agregados, de diferentes diâmetros, que compõe a BGTC, serão oriundos da britagem de uma mesma rocha ou de pedregulhos, sem adições de areias de origem geológica diversa.

No lugar da areia, sempre presente nas especificações para o concreto magro, a BGTC apresentará pedrisco e pó de pedra, que embora possuindo diâmetros equivalentes às areias grossas, médias e finas, possuem diferentes características mineirais e de forma, gerando uma mistura particularizada em relação aos concretos.

Finalmente, na grande maioria dos casos, o concreto magro requer em sua mistura teor de cimento sensivelmente superior àquele normalmente requerido para misturas do tipo BGTC, sendo tal teor variável de país para país.

### **1.5 Diversas Exigências e Características**

Consideradas as distinções anteriormente realizadas sobre os tipos de materiais estabilizados com cimento, pode-se, neste ponto, apresentar as diversas características das BGTC utilizadas em diversas nações, que aqui foram consolidadas através de levantamentos realizados pela Association Internationale Permanente des Congrès de La Route (AIPCR, 1987; AIPCR, 1991). Recordar-se que na enquete realizada pela AIPCR (1991) foi adotada a expressão "pedra ou pedregulho bem graduado" tratado com cimento para caracterizar materiais do tipo BGTC.

Estas peculiaridades são apresentadas na sequência através da indicação de dados como os teores de cimento adotados e as condições mínimas exigidas para o material no que tange às características mecânicas mínimas desejáveis.

#### **Alemanha (República Federal)**

Teor de cimento mínimo de 3 % em peso e resistências à compressão aos 28 dias entre 7 e 12 MPa. As dimensões dos corpos-de-prova são aquelas do cilindro padrão Proctor.

#### **Austrália**

Teor de cimento entre 4 e 5 % (em peso) e resistência à compressão aos 7 dias entre 1 e 2 MPa. Estudos de comportamento à fadiga do material realizados através de ensaios dinâmicos com deformação controlada.

#### **Bélgica**

Teor de cimento entre 2,5 a 4 %. O controle de capacidade portante do material é realizado através de ensaios de carga em placa "in situ", cujos limites dependem do valor do índice de suporte californiano no subleito.

#### **Brasil**

Teor de cimento entre 3 e 5% (ABNT, 1990) e resistência à compressão mínima de 3,5 MPa aos 7 dias.

**Canadá**

Teor de cimento de até 7 %, exigindo-se resistência à compressão mínima aos 7 dias de 3,5 MPa, o que varia segundo cada província.

**(ex-)Checoslováquia**

Teor de cimento variando entre 5 a 7 % e resistência à compressão aos 7 dias entre 2,5 e 3,5 MPa. O teor de silte na mistura não deve ultrapassar 9 % do peso total de agregados.

**China**

O teor de cimento na mistura varia de 5 a 6 % em peso. A resistência à compressão requerida aos 7 dias deve situar-se na faixa de 3 a 4 MPa.

**Dinamarca**

Teor de cimento fixado em 4 % e resistência à compressão aos 7 dias de 5 MPa.

**Espanha**

Especificamente, para as misturas do tipo BGTC, o teor de cimento varia entre 3,5 a 5 % para resistências à compressão aos 7 dias de 6 MPa. A resistência mínima à tração direta exigida aos 7 dias é de 0,5 MPa. O diâmetro máximo permitido para os agregados é de 25 mm. Estudos de fadiga seguindo critérios de tensão controlada.

**Estados Unidos da América**

O teor de cimento mínimo geralmente adotado é de 4 % em peso, sendo indicados 3 MPa como resistência à compressão e 0,7 MPa como resistência à tração, ambos aos 28 dias, como valores de referência (PCA, 1979).

**França**

Neste país, misturas com pedras britadas requerem 3,5 % de cimento em peso; misturas com pedregulhos aluvionares requerem de 4 a 5 % de cimento. O ensaio de tração direta conjugado com módulo de elasticidade (secante) é adotado para a verificação das propriedades mecânicas, sendo exigidos para as mesmas os valores 1,1 MPa e 40.000 MPa referenciados aos 360 dias de idade da amostra.

**Itália**

O teor de cimento varia com a classe da rodovia. Para a faixa de 2,5 a 3,5 % de cimento em peso, a resistência à compressão medida aos 7 dias deve situar-se nos limites de 2,5 a 4,5 MPa. Teores de cimento entre 3,5 e 5 % em peso requerem o valor mínimo de 7,5 MPa aos 7 dias. Na Itália é aplicado o ensaio de compressão diametral em corpos-de-prova com dimensões do cilindro para índice de suporte californiano, exigindo-se no mínimo 0,25 MPa de resistência aos 7 dias. O diâmetro máximo dos agregados é de 25 mm.

**(ex-)Iugoslávia**

Teor de cimento entre 3 e 4 % em peso, com resistências à compressão mínimas, para 7 e 28 dias de idade, de 2 e 3 MPa respectivamente. O ensaio de compressão diametral é adotado para a determinação de resistências à tração.

**Japão**

Teor de cimento fixado em 3,5 % e resistência à compressão mínima de 3 MPa aos 7 dias.

**Noruega**

Teor de cimento na faixa de 5 a 8 % e resistência à compressão mínima recomendada de 5 MPa aos 7 dias.

**Polônia**

Para o caso específico de misturas do tipo BGTC, o teor de cimento requerido varia entre 2,5 a 3 % em peso, com diâmetro máximo de agregado de 50 mm. A resistência à compressão mínima da mistura, aos 28 dias, deve situar-se na faixa de 2,5 a 5 MPa.

**Portugal**

Teor de cimento aproximado de 4 %, exigindo-se resistência à compressão mínima de 2 MPa aos 7 dias. O ensaio de compressão diametral é adotado para a determinação da resistência à tração. Ressalte-se que as estruturas de pavimento semi-rígidas foram apenas recentemente introduzidas neste país.

**Reino Unido**

Considerando-se o enquadramento da BGTC nas classes CBM 2 e CBM 3 da especificação britânica, as exigências básicas seriam de resistência à compressão aos 7 dias superiores a 4,5 MPa e 7 MPa, respectivamente. Os corpos-de-prova adotados possuem forma cúbica com 150 mm de lado. O teor de cimento é definido por dosagem.

**Suíça**

Teor de cimento entre 2,5 e 5 % e resistência à compressão mínima de 2 MPa aos 7 dias. Os corpos-de-prova são moldados em cilindros de padrão Proctor.

Do levantamento efetuado também conclui-se pela existência de uma tendência ao uso de teores de cimento mais baixos para a BGTC que para o caso do concreto magro, com raras exceções, o que é uma característica peculiar destas misturas. As variações de resistências mínimas exigidas encontradas atêm-se muito a diferentes critérios construtivos adotados.

Também é notável a grande diversidade de critérios de moldagem de corpos de prova (e portanto de ensaios mecânicos) existentes nas diversas nações, não existindo até o momento uma especificação internacional de consenso sobre este aspecto, para este material.

É oportuno verificar também que em países como a Alemanha, a Espanha, a França e a Noruega, que possuem especificações para a distribuição granulométrica da BGTC bastante restritivas, como apresentado no item anterior, as exigências mínimas de resistências aos 7 dias são sensivelmente superiores aos demais.

Há coerência em tal fato visto que a BGTC não se enquadra entre os materiais estabilizados ditos solo-cimento no que tange ao seu comportamento mecânico, estando bem mais próximas daqueles materiais designados por concreto magro. As especificações mais generalistas para faixas granulométricas tendem a apresentar restrições quanto às resistências típicas de misturas solo-cimento (portanto, menos severas).

### 1.6 Prós e Contras: a Experiência Internacional

Durante os experimentos realizados na AASHO Road Test, foram realizados estudos especiais para quatro diferentes tipos de bases para pavimentos com revestimentos betuminosos. Um deles referia-se a um pavimento com base composta por areia e pedregulhos estabilizados com 4 % de cimento.

BENKELMAN et al (1962) analisando os resultados obtidos em termos de desempenho (perda de serventia) entre bases não tratadas e as bases granulares tratadas com cimento, dentre outras vantagens, indicavam que as primeiras apresentam desempenho bastante inferior às últimas.

Tal fato foi verificado com base na observação das espessuras de base não tratada e tratada com cimento necessárias, consideradas idênticas as demais camadas, para que após um milhão de solicitações do eixo padrão de 80 kN fosse preservado um valor de serventia de 2,5. Os resultados obtidos apontavam 330 mm de base granular contra 200 mm de base composta por material estabilizado com cimento.

Em contrapartida, os pavimentos semi-rígidos apresentavam desuniformidade na formação de deformações plásticas em sua superfície, nas trilhas de rodas. Em outras palavras, as deformações plásticas ocorridas nos pavimentos flexíveis eram mais homogêneas (em termos de profundidade), causando menores variações nas inclinações de trilhas de rodas, embora se apresentassem mais profundas.

O entendimento desta maior presença de inclinações nas trilhas de roda decorria do fato da base estabilizada com cimento apresentar efeitos de trincamento, que causavam a separação do material em peças de pequenas dimensões que subsequentemente sofreriam deslocamentos transversais e longitudinais sob ação do tráfego, gerando tais descontinuidades em termos de inclinação das trilhas de roda na superfície do revestimento betuminoso (BENKELMAN et al, 1962).

No Reino Unido, até meados dos anos 60 existiam cerca de 4.800 quilômetros de pistas simples de vias e rodovias em cuja construção haviam sido utilizadas bases estabilizadas com cimento, constituídas por diversos tipos de misturas. Segundo BLAKE (1966), estes pavimentos apresentaram desempenho altamente satisfatório, consideradas as condições de tráfego e climáticas.

Relata esse pesquisador britânico que, no entanto, diversos erros foram cometidos e assim ocorreram defeitos prematuros, ainda que de pequena monta. O estudo destes pavimentos revelou que os problemas não eram devidos exclusivamente à incorreções no uso e

aplicação do material estabilizado com cimento, mas também à execução inadequada de revestimentos e ao comportamento de determinados subleitos.

Esse mesmo autor apontava como desvantagem aparente da utilização de materiais estabilizados comparados ao concreto magro, uma maior exigência de controle de fabricação e aplicação, além da necessidade de um conhecimento mais aprofundado sobre o tipo de mistura a ser realizada.

LILLEY (1971) aponta para o fato de que diversos responsáveis por rodovias no Reino Unido destacavam a ocorrência de processos de trincamento em revestimentos betuminosos sobre as bases estabilizadas com cimento, muitas das quais associadas a problemas com o subleito dos pavimentos, mas ressalta o baixo nível de deformações plásticas que apresentaram as estruturas semi-rígidas.

Confirmando as observações anteriores, PACKARD (1973) indica que um dos benefícios das bases e sub-bases estabilizadas com cimento é a minimização do surgimento de afundamentos plásticos, muito comum no caso das bases granulares, que se manifestam com frequência através de sulcos em trilhas de rodas.

CAULEY & KENNEDY (1973) estudando diversos tipos de materiais estabilizados com cimento, concluem que a adoção de materiais bem graduados, com a mínima quantidade possível de finos coesivos e diâmetro máximo de 25 mm são formas bastante eficientes de melhorar a resistência à tração deste tipo de mistura. Tal afirmação, sob o ponto de vista de granulometria, aponta necessariamente para britas ou pedregulhos tratados com cimento como soluções de melhor qualidade.

A Espanha, por exemplo, com experiências dispersas na utilização de misturas do tipo BGTC (desde 1964) passou, em meados dos anos 80 por um processo de revisão de suas normas, devido a alguns insucessos ocorridos, fato que não foi exclusivo deste país.

Considerando a extensa experiência internacional no uso de misturas do tipo BGTC como camadas de pavimentos semi-rígidos, consistindo em diversas narrativas sobre os erros e acertos na aplicação deste material, dá-se destaque especial para os estudos realizados no Reino Unido e na França, por suas abrangências e pela efetiva contribuição que tiveram para o desenvolvimento da técnica em questão.

### **1.6.1 O "Sucesso" Britânico**

Os britânicos, os mais antigos conhecedores europeus de técnicas de estabilização de solos com cimento, contaram com diversas pesquisas e enquetes sobre o comportamento de pavimentos semi-rígidos, realizadas nos anos 60, para a consagração de tais técnicas, sem que tivessem ocorrido problemas que pudessem desprestigiar a aplicação das misturas do tipo BGTC.

LEWIS & BROAD (1968) apresentam e discutem o resultado de uma pesquisa de desempenho realizada em nove principais rodovias britânicas, selecionadas entre diversas possibilidades de pavimentos construídos com bases estabilizadas com cimento. A pesquisa envolveu exclusivamente pavimentos com bases de material granular (agregados naturais ou pedras britadas) tratado com cimento.

Todos os pavimentos semi-rígidos atingiam então mais de cinco anos de utilização e intensa utilização por veículos comerciais pesados. As estruturas eram constituídas por

revestimentos do tipo "rolled asphalt" com 100 mm de espessura e bases com 200 mm de espessura.

Verificou-se, para todos os casos estudados, insignificantes deformações permanentes sobre as superfícies das estruturas de pavimento. Em apenas dois dos casos analisados ocorreram fissurações que exigiram serviços de manutenção, embora de pequena monta. Em geral os problemas detetados estavam mais associados aos revestimentos betuminosos.

As investigações realizadas permitiram concluir também que o tipo de agregado utilizado para a construção das bases (pedregulhos ou pedras britadas de calcário) tinha pouca relevância para o desempenho apresentado por estas camadas.

WRIGHT (1969) apresenta resultados de uma enquete realizada em 164 rodovias com pavimentos semi-rígidos, com idade média de 13 anos. Nas bases dos pavimentos estavam presentes solos estabilizados de variados tipos, incluindo argilas, areias e pedregulhos. Dentre as conclusões obtidas nesse estudo, uma de grande interesse é que apenas 14 rodovias foram apontadas como tendo condições insatisfatórias, representando cerca de 8 % do total inventariado.

As razões apontadas para o mau comportamento ocorrido com os pavimentos julgados insatisfatórios, convergiram sempre para o subleito ("eterno vilão da estória"), que apresentava-se por vezes mal drenado ou com má capacidade de suporte.

Quanto ao estado de fissuração, em apenas 5 % das rodovias foram registradas trincas do tipo "pele de crocodilo" ou trincas de bloco; 37 % apresentavam alguma espécie de trincamento denotado por fissuras isoladas. Além disso, 74 % das mesmas não evidenciavam a presença de afundamentos plásticos em trilhas de roda.

Face às constatações britânicas, não era de se esperar nenhuma descrença generalizada sobre a aplicabilidade das misturas do tipo BGTC ou ainda dos pavimentos semi-rígidos, especialmente no que tange às rodovias de intenso volume de tráfego comercial.

### **1.6.2 "Desolação" e "Persistência" Francesa**

Em artigo publicado pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC, 1988) a respeito da fissuração de retração em misturas de BGTC, era narrado que a problemática de transmissão de fissuras transversais de retração aos revestimentos betuminosos tinha em certos casos (rodovias administradas por concessão) gerado uma repulsa pela adoção desta técnica na construção de pavimentos, motivada por razões de natureza estética, que poderiam prejudicar a imagem de quem construía ou operava uma rodovia.

Em contrapartida, o LCPC havia dirigido um esforço sem igual para a investigação deste fenômeno no sentido de encontrar meios eficazes para seu controle. Tal empreitada era motivada por existir na França uma enorme quantidade de pavimentos que haviam sido construídos ou ainda reforçados utilizando-se esta mistura (cerca de 44 % das rodovias nacionais de acordo com estatísticas de 1987).

Tal fenômeno, com imediatas implicações de natureza estética, passou então a ser aceitável e objeto de controle, através de diversas técnicas, não impedindo a utilização da BGTC na execução de bases de pavimentos semi-rígidos, mesmo porque sua inevitável

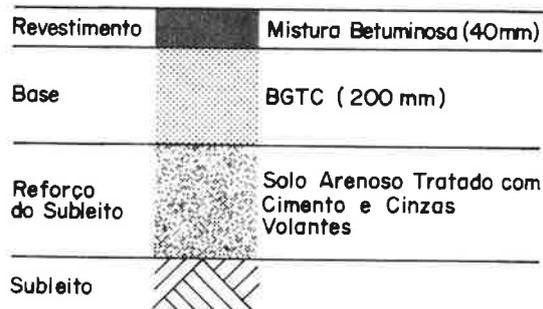
manifestação não caracterizava quedas significativas no índice de serventia dos pavimentos.

Segundo BONNOT & PAUTE (1978), a observação de comportamento indesejável, além de inúmeros casos de ruptura precoce de pavimentos semi-rígidos com base em BGTC, caracterizava no início dos anos 70 um descrédito muito grande da comunidade rodoviária na França por este tipo de material. Uma das consequências desta situação levou o Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) a classificar as estruturas com BGTC como "menos interessantes tecnicamente" em seu catálogo de pavimentos de 1971.

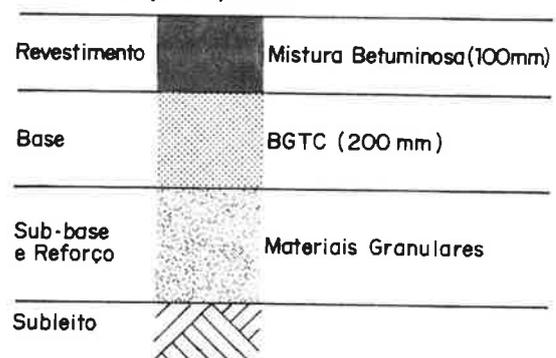
Os estudos de alguns exemplos de desempenho insatisfatório ocorridos (BONNOT, 1975; BRENGARTH & ROCHE, 1979) alertavam para a necessidade de melhorias nas técnicas construtivas. As estruturas de pavimentos semi-rígidos indicadas na Figura 1.12 reproduzem alguns dos casos narrados pela literatura francesa.

No caso A, a base em BGTC foi executada em duas camadas de 100 mm, compactadas independentemente. Os agregados da BGTC eram considerados de boa qualidade e o subleito recebeu melhoria através de mistura "in situ" com ligantes hidráulicos. Tal pavimento apresentou uma deterioração muito grande da camada superior de BGTC, com um intenso processo de reflexão de trincas para o revestimento betuminoso.

#### Caso A (1958/1959)



#### Caso B (1962)



#### Caso C



Figura 1.12 Alguns casos de pavimentos semi-rígidos na França

As causas de deterioração do pavimento foram atribuídas a um processo de fadiga ocorrido de forma intensa na camada superior de BGTC, que efetivamente trabalhava isolada da camada inferior, com espessura de 100 mm portanto. É interessante notar que em outro trecho de rodovia construído na mesma época, com características estruturais idênticas mas tendo a camada de base sido compactada de uma única vez, não ocorrera tal deterioração.

O pavimento representado no caso B apresentava um subleito de más características portantes que não havia sido tratado, constituído por solo argiloso mal drenado. Após seis anos de sua construção, surgiram trincas de bloco retangulares de grandes dimensões, que mais tarde desdobraram-se em trincas do tipo "pele de crocodilo". Entretanto, não ocorreu perda de coesão significativa na camada de BGTC.

BONNOT (1975) afirma que ocorreram diversos casos de ruptura de estruturas com revestimento e base similares ao caso B devido à presença de solos de subleito ou de reforço do subleito de características medíocres, sendo que uma vez ou outra o surgimento de patologias manifestou-se de forma precoce.

Foi verificado outro tipo de situação também em pavimentos similares ao caso B: a perda de coesão total da BGTC, gerando um acréscimo nos valores de deflexões medidas nas superfícies dos pavimentos além de um evidente processo de fadiga nos revestimentos betuminosos.

Logicamente, esta perda total de integridade da BGTC indica a presença de uma base sem a necessária rigidez para que o pavimento possa ser considerado semi-rígido; em consequência, o revestimento betuminoso passaria a trabalhar no sentido de absorver esforços horizontais, sofrendo um processo de fadiga.

As explicações possíveis para este tipo de comportamento seriam, segundo BONNOT (1975), excesso de água usada na fabricação da BGTC ou má compactação do material sobre camadas subjacentes muito deformáveis (no sentido elástico neste caso).

BRENGARTH & ROUCHE (1979) e BONNOT (1975) discutem também diversos casos de desempenho satisfatório para estruturas típicas como aquela apresentada no caso C, quando executadas sobre subleitos e camadas de sub-base e/ou reforço do subleito de boa qualidade, preferencialmente quando estas últimas são melhoradas com ligantes hidráulicos.

O desenvolvimento de pesquisas na França para as misturas de BGTC não se restringiu apenas à observação de comportamento em campo. Foram criados meios de avaliação das propriedades mecânicas do material, em especial de seu comportamento à fadiga. Diversos experimentos posteriores permitiram estabelecer critérios para o controle da transmissão de fissuras transversais de retração da base para o revestimento, além de um profundo aperfeiçoamento de técnicas de dosagem, fabricação e aplicação em campo da BGTC.

As amarguras sofridas foram superadas quando em 1975 o SETRA publicava uma nova especificação que viria consagrar o uso da BGTC nesse país, inclusive como técnica de reabilitação de pavimentos.

Resta acrescentar, como progresso da tecnologia das misturas do tipo BGTC na França, a tendência atual de sua utilização em camadas bastante espessas (cerca de 400 mm),

eliminando a necessidade de revestimentos betuminosos de grandes espessuras (LA ROUTE FRANÇAISE, 1992).

### 1.6.3 Experiências Diversas

Seria extremamente vasto discorrer sobre inúmeras experiências internacionais acumuladas ao longo dos últimos trinta anos sobre o assunto. Algumas delas, entretanto, merecem ser ainda recordadas pois, além de melhor delinearem as aplicações dos pavimentos semi-rígidos e do tratamento de agregados com cimentos, ensejam experiências locais bastante importantes para uma melhor compreensão do problema.

Nos **Estados Unidos da América**, TAYABJI et al (1982) relatam diversos resultados obtidos em experimentos de campo monitorados, com pavimentos contendo bases granulares estabilizadas com cimento e revestimentos betuminosos, conduzidas em diversas localidades.

As bases possuíam espessuras variando entre 200 mm e 450 mm, tendo sido as estruturas de pavimento submetidas à ação de cargas de roda com magnitudes de 360 a 460 kN (veículos industriais), atingindo entre 10.000 e 350.000 repetições cíclicas, dependendo do caso. Após este período de exposição ao tráfego, a manifestação de patologias na superfície dos pavimentos, tais como trilhas de roda e fissuração, ocorreu de forma bastante limitada.

Foram realizadas medições do índice de serventia após tais solicitações, sendo que dos dez trechos avaliados, oito apresentavam índices de serventia superiores a 4 (estado ótimo) e apenas dois encontravam-se com índice de serventia de 3,5 (estado bom). Os pesquisadores indicaram ter ocorrido problemas com o subleito nestes dois trechos.

Pavimentos contendo sub-base com pedregulhos estabilizados com cimento foram construídos e simulados na pista experimental da Escola Politécnica Federal de Zurique (ETH-Z), na **Suíça**, tendo sido submetidos a ciclos de carga equivalentes a 820 eixos-padrão (80 kN) diários por um período de 20 anos (JACOT & SCAZZIGA, 1983).

Como principal resultado dos experimentos, os dados obtidos em campo permitiram a retro-análise do material adotado naquele país, através da verificação do critério de serventia-desempenho desenvolvido pela AASHO. Assim, foi definido um coeficiente de equivalência de 0,30 para o material da sub-base.

Na **Noruega**, um estudo de longo-prazo sobre o desempenho de bases estabilizadas com cimento mostrou alguns aspectos sobre a dificuldade de se trabalhar com materiais granulares com muito pouca quantidade de finos e baixos teores de cimento. As misturas assim executadas mostraram ser de difícil compactação, além de amostras submetidas a ensaios de compressão apresentarem ruptura frágil (APICR, 1987).

LISTER (1972) relata diversas investigações realizadas em pavimentos com bases granulares tratadas com cimento, realizadas pelo RRL no **Reino Unido**, em termos de desempenho ocorrido com estas estruturas. Dentre algumas das importantes observações realizadas, destaca-se a considerável importância da capacidade portante do subleito na definição do desempenho dos pavimentos semi-rígidos no que tange a manifestação do processo de trincamento.

O trabalho também destaca que o efeito combinado de pequenas espessuras de revestimento betuminoso e subleitos de qualidade duvidosa condicionam um fim de vida prematuro para este tipo de estrutura. Neste sentido, indica o bom desempenho esperado para pavimentos semi-rígidos com revestimentos mais espessos (100 mm no mínimo).

### 1.7 Aplicações no Brasil

As maiores experiências rodoviárias na utilização de pavimentos semi-rígidos com bases em BGTC, em nosso país, limitam-se às grandes rodovias construídas a partir dos anos 70 no Estado de São Paulo, cujas seções típicas são apresentadas na Figura 1.13.

A seção de pavimento semi-rígido da **Rodovia dos Imigrantes** foi executada em grande parte do trecho próximo a São Paulo e à região do ABC (trecho Planalto), tendo sido liberada ao tráfego no ano de 1974. CAMPOS et al. (1991) relatam dados indicativos de que a camada de BGTC foi originalmente executada em duas camadas de 120 mm.

Em 1981 estes pavimentos necessitaram dos primeiros serviços de manutenção e reabilitação superficial (reforço) devido à presença de trincas interligadas (DERSA, 1982). Em estudos realizados posteriormente observou-se, através da abertura de trincheiras em alguns pontos da rodovia, que a camada superior de BGTC havia se desagregado completamente (CAMPOS et al., 1991).

Nesta situação, tudo indica que deve ter ocorrido algo semelhante a um dos casos relatados pela experiência francesa, mencionado anteriormente, o que demonstra certa inadequação em se compactar a BGTC em duas camadas de pequena espessura.

**Rodovia dos Bandeirantes** (ou Via Norte) teve seu início de operação no final de 1978, tendo fornecido um razoável aprendizado aos técnicos no tratamento de algumas dificuldades encontradas durante a execução e cura da camada de BGTC adotada para a base do pavimento executado.

Uma das novidades da obra foi a utilização de vibro-acabadoras com dispositivo de nivelamento eletrônico para a distribuição da BGTC na espessura total de projeto. As especificações para o material estabeleceram um teor de cimento de cerca de 3,6 % (dosagem por critério de resistência).

Antes do início da execução da camada de base, acreditava-se ser difícil atingir as resistências especificadas em testes laboratoriais, o que mostrou ser um preconceito descabido, pois a eficiente compactação em campo garantiu os valores pré-estabelecidos de resistência à compressão aos 7 dias, o que resultava da comparação entre resultados apresentados por corpos-de-prova moldados em laboratório e por amostras extraídas da pista.

Em trechos onde foram executadas misturas com teor de cimento superior a 4 % em peso, verificou-se a formação de trincas transversais de retração e sua transmissão ao revestimento betuminoso num período de tempo em geral entre 15 e 30 dias após a compactação da BGTC; tais trincas apresentavam-se espaçadas de 6 a 10 metros.

Durante as obras ocorreram sugestões no sentido de diminuição do teor de água na mistura como meio de controle do fenômeno da retração (hidráulica), uma vez que a relação água/cimento era da ordem de 1,65 conforme indicava o projeto original da mistura.

Técnicas como selagem de fissuras ocorridas após a cura da BGTC, execução de tratamentos superficiais simples ou de aplicação de geotêxtil impregnado por material betuminoso sobre a camada foram adotadas com o objetivo de evitar a transmissão das trincas de retração ocorridas para os revestimentos em concreto asfáltico.

CAMPOS & GUIMARÃES (1991) relatam ter ocorrido grande variabilidade construtiva durante as obras, uma vez que em retro-análises realizadas recentemente com auxílio de defletômetro de impacto (FWD), os módulos "in situ" da camada de BGTC variaram entre 2.000 MPa e 20.000 MPa, aproximadamente. Os valores do módulo de elasticidade apresentaram-se maiores exatamente em locais onde a ocorrência de fissuração nos revestimentos betuminosos era pouco frequente.

A mais polêmica das experiências com BGTC já realizadas ocorreu na **Rodovia dos Trabalhadores** (ou Via Leste). Liberada ao tráfego em meados de 1982, após cerca de dois anos de serviço apresentava em alguns de seus segmentos um desempenho muito aquém do desejado, visto que as hipóteses de projeto previam uma utilização dos pavimentos dimensionados por um período de 15 anos.

A base em BGTC foi também neste caso executada com auxílio de vibro-acabadoras e compactada em camada única. Para sua compactação, a seguinte sequência de serviços foi estabelecida em obra: 1 cobertura do material com rolo liso tandem estático; 4 a 6 coberturas com rolo liso tandem vibratório; 1 a 2 coberturas com compactadores de pneus ao final para eliminar efeitos de "espelhamento" causados pelo emprego de rolo vibratório (GUAZELLI, 1982).

O teor de cimento utilizado foi de 3,5 a 4 % em peso, objetivando-se atingir uma resistência à compressão simples de 4,5 MPa aos 7 dias, compactando-se o material na energia intermediária.

Um dos segmentos problemáticos, apresentou em curto período de tempo, fissurações do tipo "pele de crocodilo" e trincas de bloco em quase toda sua extensão, na faixa de tráfego mais solicitada. Concomitantemente, manifestaram-se afundamentos plásticos nas trilhas de roda com valores irregulares, atingindo em média 5 mm.

Isso foi motivo para diversas investigações realizadas a partir de 1985, e dentre as prováveis causas para o comportamento apresentado em parte dos pavimentos da rodovia, as mais plausíveis tecnicamente indicavam que o solo adotado para o reforço do pavimento, não obstante sua grande capacidade de suporte em termos de índice de suporte californiano (mínimo de 40 %), era um material bastante resiliente, apresentando deformações elásticas de grande magnitude sob a ação das cargas rodoviárias.

Esta deformabilidade existente na camada inferior acabou ocasionando na camada de BGTC esforços de flexão exagerados, provocando um processo de fadiga prematuro, e levando o material à completa desagregação. Os estudos realizados posteriormente indicavam a necessidade de uma espessura superior àquela existente para a camada de BGTC (de 200 mm no mínimo) para que a mesma trabalhasse à níveis de tensão toleráveis dadas as características dos pavimentos.

A partir deste estado, foi inevitável a reflexão de trincas para o revestimento betuminoso; simultaneamente a estrutura teria passado a se comportar como um pavimento flexível, emergindo então as deformações plásticas nas diversas camadas, que se manifestaram pelo surgimento de afundamentos nas trilhas de roda de maneira inesperada para o pavimento originalmente concebido.

Em 1990 foram entregues ao tráfego usuário as duplicações da **Rodovia D. Pedro I** e da **Ligação Campinas-Sorocaba**, em cujas estruturas de pavimento tomou-se o cuidado na escolha do material para a execução do reforço do subleito, selecionando-se então solos argilosos de comportamento laterítico existentes em jazidas marginais.

Nestes últimos casos, diante das experiências anteriores e da adoção de critérios que levassem em consideração o fenômeno da fadiga ao qual estaria sujeita a camada de BGTC, foi definida uma espessura de 200 mm para a mesma. Deve ser ressaltado que as equações para a análise de fadiga foram tomadas da experiência estrangeira dada a inexistência de estudos para as misturas típicas nacionais.

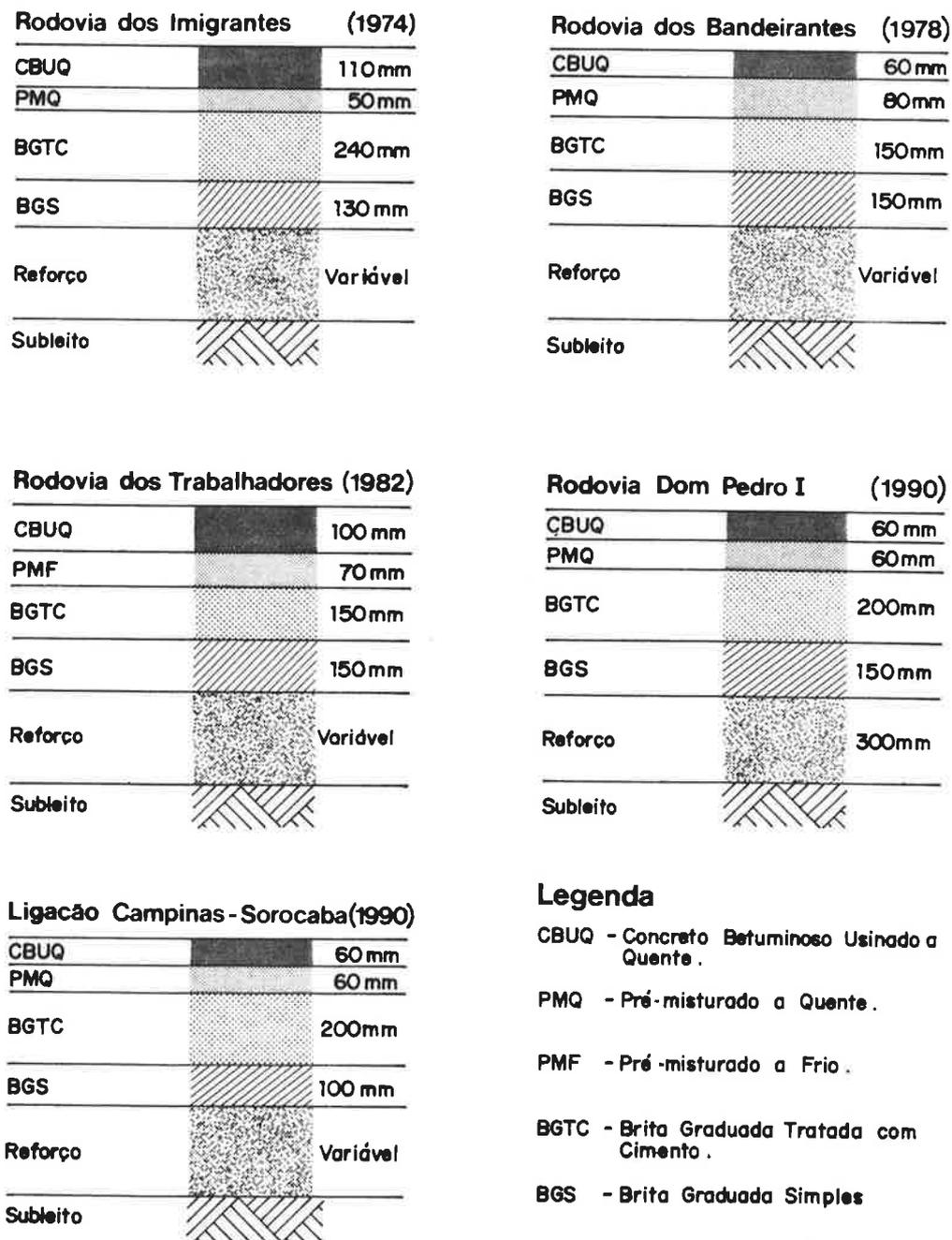


Figura 1.13 Alguns casos brasileiros de pavimentos semi-rígidos com BGTC

## 1.8 Balanço dos Principais Problemas

Analisando-se a documentação técnica existente sobre o assunto, apresentada de forma sintética neste texto, é possível estabelecer alguns fatores que interferem muito no comportamento da BGTC como camada de pavimentos semi-rígidos.

Alguns condicionantes do comportamento estrutural das camadas de BGTC podem (e devem) ser considerados durante a fase de projeto, ao menos no sentido de imposição de restrições de dimensionamento, apoiadas por conhecimentos de natureza experimental.

É o caso da definição das características mecânicas da BGTC através de estudos laboratoriais que permitam não apenas a definição de seus parâmetros resistentes e elásticos, mas também sua forma de resposta às ações dinâmicas.

Outros aspectos, ligados ao comportamento em campo, são de complexa consideração em projeto, estando mais associados a práticas construtivas que concorrem para um maior controle de fenômenos patológicos, que podem se manifestar durante a própria execução do pavimento ou posteriormente, após um dado período de exposição do mesmo ao tráfego.

Na sequência é apresentado um balanço dos problemas mais importantes associados ao desempenho das misturas de BGTC, detalhando os mesmos de forma mais apropriada, embora as idéias básicas já tenham sido tangenciadas nos itens anteriores.

### 1.8.1 Comportamento à Fadiga

Este é um aspecto essencial a ser considerado durante a fase de elaboração do projeto. O material estabilizado com cimento, ainda que revele nominalmente uma resistência à tração de pequena magnitude, efetivamente contribui para a estrutura do pavimento de maneira a distribuir em uma área mais extensa as tensões impostas pelas cargas rodoviárias.

A BGTC, trabalhando em flexão, será a grande responsável pela absorção de tensões horizontais de tração. Isto implica, antes de mais nada na necessidade de se conhecer qual o nível máximo de sollicitação à tração que o material suporta, pois a imposição deste valor ao material, em qualquer instante, significará a ruptura das ligações resultantes da hidratação do cimento, gerando fatalmente a desagregação imediata da camada.

O fenômeno da fadiga, como para os demais materiais utilizados em construção civil, manifesta-se após a formação paulatina de microfissuras na estrutura interna da BGTC, resultantes de repetidas sollicitações de tração a níveis inferiores à tensão de ruptura. Atingida uma certa quantidade de sollicitações repetitivas, ocorrerá então a macrofissuração do material que indica o fim de seu período de trabalho ou de sua vida útil, com a conseqüente ruptura e desagregação.

Grande parte dos insucessos ocorridos com o uso deste material deveram-se ao fato de tais questões não terem sido consideradas em projeto, algumas vezes como consequência do desconhecimento do processo (de fadiga) ao qual ficaria sujeito o material durante sua utilização.

É comum inclusive a adoção de critérios de dimensionamento de pavimentos flexíveis, que conferem apenas um "coeficiente de equivalência estrutural" para o material cimentado em relação a um material padrão, para a definição de espessuras da BGTC, tendo em vista a

definição de uma espessura equivalente de pavimento capaz de "proteger" as camadas granulares inferiores contra processos de deformações plásticas cisalhantes. Em geral tais critérios não contemplam a problemática da fadiga.

Outra grande dificuldade experimentada a nível de pesquisa laboratorial é a impossibilidade de realizar testes de simulação à fadiga com a BGTC exatamente na forma como será aplicada em campo, especialmente no que se refere à sua forma geométrica durante sua fase íntegra (as fissuras de retração que ocorrem durante a cura definem placas de dimensões relativamente extensas).

Entretanto, as simulações de tensões de tração em amostras compactadas são atualmente realizadas com equipamentos de boa precisão de medidas, através de diversas técnicas que, se não reproduzem perfeitamente o que ocorre em campo, permitem ao menos uma estimativa razoável da duração da fase íntegra do material.

Assim, tendo em conta a experiência acumulada, não se pode transigir com o esquecimento deste aspecto tão importante, nem relegá-lo a um segundo plano. Se por um lado o problema existe, as formas de enfrentá-lo não pertencem mais ao futuro.

### **1.8.2 Controle dos Subleitos**

Nos subleitos residem facetas de bastante relevância para o desempenho dos pavimentos semi-rígidos. Como se discorreu, em diversos casos o comportamento anômalo verificado em pavimentos com base em BGTC foi atribuído à presença de subleito de características mediócras. Mas quais seriam estas tão desvantajosas peculiaridades?

Muitas vezes, como a tradução da literatura internacional faz crer, aos subleitos mediócras é atribuída uma má capacidade de suporte. Mas, à luz do comportamento mecânico de estruturas semi-rígidas, não parece ser a maneira mais adequada de colocação do problema.

Sabe-se que a camada estabilizada com cimento possui uma boa capacidade de difusão de tensões, ou seja, de distribuir de forma mais aliviada os esforços sobre as camadas inferiores. Face a esta característica, a hipótese de utilizar um subleito com menor capacidade portante, não seria algo inadmissível, o que eventualmente poderia até eliminar a exigência de uma camada de reforço do subleito.

Entretanto, a própria experiência brasileira foi capaz de demonstrar que o elo fraco entre as bases cimentadas e os subleitos, não seria sua capacidade portante mas seu comportamento resiliente, ou seja, o nível de deformabilidade elástica apresentada pelos solos de fundação (subleitos, reforços de subleitos ou sub-bases).

Nestas condições, a verificação ou especificação dos padrões de deformabilidade elástica das camadas de solo subjacentes às bases cimentadas torna-se um procedimento indispensável para a garantia de bom desempenho da estrutura.

Solos de fundação com módulos resilientes baixos, quando submetidos a pequenos níveis de tensão (consideradas todas as tensões principais), apresentam deformações excessivas, o que será muito prejudicial (e às vezes fatal) para uma camada de BGTC, já que esta, solidária à estrutura de pavimento, acompanhará o deslocamento vertical sofrido.

Tal controle só é viável através da análise laboratorial dos solos de fundação, para a definição de suas propriedades resilientes, associada a verificações do estado tensional do pavimento projetado por meio de modelos mecanísticos.

Mas nem tudo é tão teórico, pois existe ainda outro aspecto relevante que diz respeito às camadas subjacentes à BGTC: a drenagem sub-superficial do pavimento. A descrição da problemática, neste caso, auxiliará sua compreensão.

A camada de BGTC, por efeitos de retração durante sua cura, ou ainda por efeitos de variações térmicas, apresentará inevitavelmente fissuras transversais e espaçadas. É característica deste material apresentar permeabilidade muito baixa, da ordem de  $10^{-7}$  a  $10^{-8}$  m/s (BALLIE & BARBERET, 1977), constituindo-se em camada impermeável que apresenta uma única possibilidade de percolação da água: entre as fissuras existente desde as mais jovens idades da BGTC.

A presença de solos saturados sob a base cimentada concorre para a manifestação do fenômeno de bombeamento de finos de forma ascensional através destas fissuras, como consequência da necessidade de alívio de pressões neutras geradas nas proximidades da interface de contato entre as camadas. Este tipo de ocorrência, como a própria intuição sugere, é bastante indesejável para a estrutura de pavimento, o que obriga a estudar formas de evitá-la.

A utilização de sub-bases drenantes entre a BGTC e o subleito é recomendada neste caso, especialmente em cortes estradais e locais sujeitos à elevação do nível d'água, sendo indispensável entretanto a garantia de escoamento total da água para fora da estrutura do pavimento, o que pode ser conseguido através de um sistema de drenos sub-superficiais bem dimensionado.

### **1.8.3 Retração e Fissuração Térmica**

Ao enfrentar a questão da fissuração por retração e por variações térmicas na camada de BGTC, cabe dizer de imediato que se tratam de processos inevitáveis e inerentes ao material.

Formas de minimização do fenômeno de retração são discutidas na literatura internacional, em geral girando em torno do controle da relação água/cimento, da diminuição do teor de cimento na mistura ou ainda, apresentando algumas aplicações de retardadores de pega.

Entretanto, ainda que se procure minimizar a ocorrência do fenômeno, as inevitáveis fissuras por retração da BGTC possuem um inconveniente: são transmitidas em curto período de tempo à superfície dos revestimentos betuminosos, gerando no mínimo um problema estético. O mesmo destino terão aquelas trincas oriundas de processos de dilatação térmica, aparentemente também inevitáveis, como será visto no capítulo 2.

Diante desta situação muito limitante, a atitude observada no exterior é a de aceitação da manifestação destes fenômenos, cuidando-se entretanto de minimizar suas consequências, através de critérios construtivos de menor ou maior eficácia.

Embora não pertencente ao domínio de estudos do presente trabalho, julgou-se conveniente uma apresentação de diversas formas de enfrentar o problema, a nível puramente construtivo, o que é feito no anexo 1 ao final do texto, como complemento às diretrizes gerais propostas neste trabalho.

## **1.9 Uma Temática de Pesquisas**

Ao concluir esta introdução é imprescindível retornar aos seus primeiros parágrafos, havendo mais elementos para afirmar que se está diante de uma ampla temática de pesquisas.

Muitos passos serão ainda necessários para a afirmação de uma tecnologia nacional para misturas de BGTC e sua aplicação aos diversos tipos de pavimentos, semi-rígidos ou rígidos.

Importantes conquistas foram feitas nos anos recentes em termos de aplicação de critérios mecanísticos para a análise tensional de pavimentos. No presente trabalho procurou-se dar uma contribuição no campo experimental, o que permitiu e permitirá a aplicação mais segura de modelos elásticos, dando ensejo à proposição de um critério "semi-teórico" para a verificação de estruturas de pavimentos semi-rígidos com base de BGTC tipicamente nacional.

Para melhor delinear esta temática de pesquisas que se vislumbra, na sequência são apresentados os objetivos almejados durante a realização do atual trabalho e os mais importantes aspectos a serem estudados a partir deste ponto, para que os esforços desenvolvidos até o momento não se resumam a equações bem intencionadas.

### **1.9.1 Objetivos do Trabalho**

Na atual fase de pesquisas, foram perseguidos os seguintes objetivos:

- Um melhor entendimento das características mecânicas de uma mistura de BGTC tipicamente nacional, definindo seu comportamento elástico, suas resistências típicas e seu comportamento à fadiga. Meios de se tirar o melhor proveito deste material foram estudados sem que fossem consideradas alterações no teor de cimento;
- A definição de modelos, a partir da "Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas", que permitissem a verificação do estado tensional das bases em BGTC de pavimentos semi-rígidos tradicionais;
- Com base nos modelos de fadiga (experimental) e de cálculo de tensões (teórico), estabelecer critérios que permitissem ajustar o projeto de espessuras de pavimentos semi-rígidos tradicionais, com especial atenção para a camada de BGTC;
- Revisar e propor alterações desejáveis para as especificações brasileiras referentes às misturas de BGTC, frente aos resultados obtidos ao longo do desenvolvimento do trabalho e à experiência internacional;
- Executar uma pista experimental com pavimentos semi-rígidos, com base de BGTC, como passo fundamental para futuros estudos de desempenho, através de monitoramento periódico.

### 1.9.2 Técnicas Construtivas

Sob o aspecto construtivo, ainda há muito a ser feito, a exemplo das escolas britânica e francesa, onde pesquisas relativas à eficiência de equipamentos de compactação foram exaustivamente conduzidas. A tendência que se observa atualmente é a realização do controle de compactação dos materiais granulares através de critérios de resistência atingida após a execução deste serviço.

Não obstante para os engenheiros de obra persista, como referência de controle, a verificação do atendimento de densidades especificadas, técnicas de medições gama-densimétricas passaram a ser bastante utilizadas no exterior, garantindo avaliações de grande precisão, além de permitir respostas imediatas.

A compacidade desejada será mais facilmente garantida em obras a partir da exigência de um número mínimo de passadas de rolos compactadores já pré-definido, em função de parâmetros como a relação massa/comprimento da geratriz do rolo, espessura da camada a ser compactada e a deformabilidade existente na camada de apoio da mistura.

Atingir este objetivo e conhecimento depende da iniciativa conjunta de órgãos rodoviários, empreiteiras de obras, produtores de equipamentos rodoviários e agências de pesquisa, dentre outros. Mas, se o esforço exigido é grande, o retorno para todos os setores envolvidos em uma tarefa deste tipo será extremamente compensador. É impossível imaginar um aproveitamento ideal dos materiais de pavimentação sem a indispensável melhoria das técnicas construtivas.

### 1.9.3 Desempenho de Pistas Experimentais

Pouca informação se obtém sobre o comportamento em campo de materiais de pavimentação, se inúmeras medições e avaliações, com determinada periodicidade, não forem realizadas nos pavimentos. Aqui talvez se encontre o verdadeiro "calcanhar de Aquiles" das BGTC, pois infelizmente não contamos ainda com experimentos monitorados para pavimentos com camadas contendo este material em nosso país.

Através de um trabalho coordenado envolvendo alguns setores, foi possível a execução de seções experimentais de pavimentos semi-rígidos tradicionais, com a cooperação entre a Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP), a Escola Politécnica da USP (EPUSP) e empresas da iniciativa privada.

A execução destes trechos experimentais ocorreu em meados de 1992, envolvendo a reconstrução de uma faixa de 180 metros de extensão por 3 metros de largura de pavimentos que se encontravam bastante deteriorados, na Avenida dos Bandeirantes em São Paulo, entre a Avenida Washington Luiz e o Viaduto Jabaquara, em local onde contagens volumétricas apontaram um volume diário médio de cerca de 6.000 caminhões, na pista ascendente.

As seções de pavimento executadas (ver Figura 1.14), de espessuras variáveis, permitirão a médio prazo um melhor entendimento do desempenho das bases cimentadas, o que exigirá a realização periódica de levantamentos para a definição de condições funcionais (evolução de fissuras, deformações permanentes e irregularidade longitudinal) e estruturais (evolução de deformabilidade) das estruturas de pavimento construídas.

Em que pese as limitações do experimento planejado, acreditamos que será de grande utilidade não apenas para o desenvolvimento de futuros trabalhos de caráter acadêmico, mas principalmente como base para uma mais intensa aplicação deste tipo de estrutura de pavimento em vias urbanas com elevados volumes de tráfego. Certamente o estudo deste caso trará novas luzes para o aperfeiçoamento da técnica empregada.

Seria inócua tentar criar uma linha de pesquisa sem o recurso essencial a experimentos construtivos, a exemplo de diversas empreitadas realizadas na área de pesquisa de pavimentação rodoviária, onde a construção e avaliação de pistas experimentais tanto contribuíram para o aprendizado de novas técnicas.

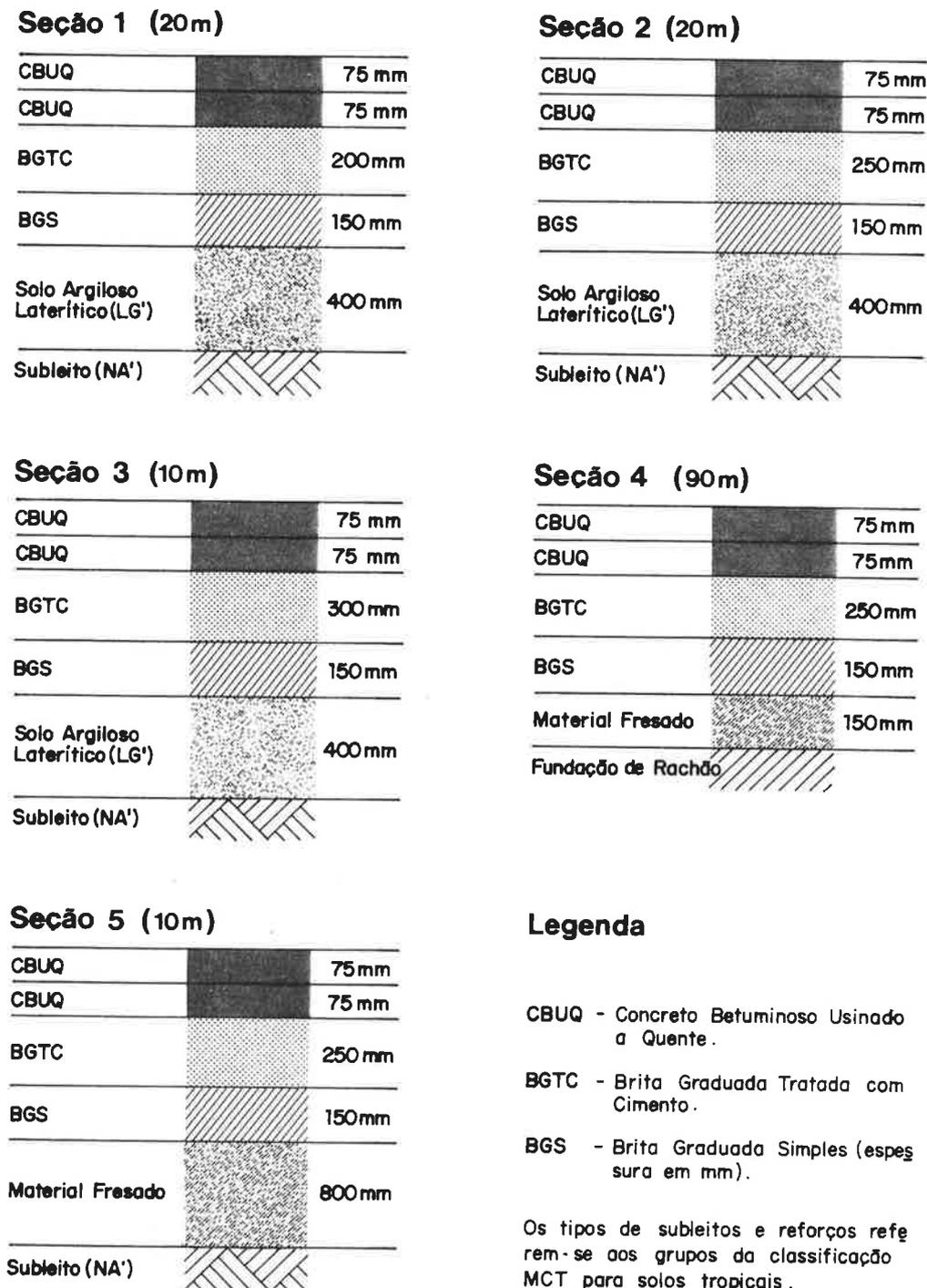


Figura 1.14 Seções dos pavimentos semi-rígidos experimentais urbanos

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ABNT (1990). **Materiais para a execução de sub-bases e bases com brita graduada tratada com cimento.** Projeto de Norma 2:08.05-002.
- AIPCR (1979). **Rapport nationale Espagne. Question I - classification, propriétés et essais des matériaux routiers.** XVI e Congrès Mondial de La Route, Vienne.
- AIPCR (1987). **Construction and maintenance of flexible pavements. Question II (E).** Proceedings of the XVIII th. World Road Congress, Brussels.
- AIPCR (1991). **Chaussées semi-rigides.** Paris.
- ANDREWS, W.P. (1955). **Soil cement roads.** Cement and Concrete Association, Db. 4, second edition, London.
- BALDUZZI, F. (1960). **La stabilisation des sols au ciment.** Journée de la presse Routes en Béton, Bad Ragaz.
- BALDUZZI, F.; BENDER, H. (1990). **Sandwich road structure and materials with high load carrying capacity.** Proceedings from the Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim.
- BALLIE, M.; BARBERET, M. (1977). **Mise au point d'un perméamètre adapté aux graves-liants hydrauliques.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 87, janv.-févr., pp. 150-152.
- BCA (1990). **Cement-bound materials for sub-bases & roadbases. Material selection and mix design, construction and control testing.** Technical Report 46.027, Wexham Springs.
- BENKELMAN, A.C.; KINGHAM, R.I.; SCHMITT, H.M. (1962). **Performance of treated and untreated aggregate bases.** HRB Special Report 73 - The AASHO Road Test, Washington D.C.
- BLAKE, L.S. (1966). **Fifteen years of cement-stabilized and lean concrete bases in Gret Britain.** Fifth World Meeting of the International Road Federation, London.
- BOLIS, B.; RENZO, A. di. (1949). **Pavimentazioni stradali.** Hoepli, Milano.
- BONNOT, J. (1975). **Bilan de la technique classique des graves-ciment. Evolution souhaitable.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 77, mai-juin, pp. 55-63.
- BONNOT, J.; PAUTE, J.-L. (1978). **Les graves-ciment.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 95, mai-juin, pp. 63-64.
- BRENGARTH, M.; ROCHE, J.-P. (1979). **Comportement des chaussées en graves-ciment réalisées depuis 1966 dans le sud-ouest.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 99, janv.-févr., pp. 133-137.

- CAMPOS, O.S.; GUIMARÃES, S.R.R. (1991). **Projeto de restauração da rodovia dos Bandeirantes (SP-348)**. Anais da 25a. Reunião Anual de Pavimentação da Associação Brasileira de Pavimentação, vol. III, pp. 1493-1506, São Paulo.
- CAMPOS, O.S.; PORTO, H.G.; FIAMENGUI FILHO, M. (1991). **Projeto de restauração da rodovia dos Imigrantes (SP-160)**. Anais da 25a. Reunião Anual de Pavimentação da Associação Brasileira de Pavimentação, vol. III, pp. 1513-1520, São Paulo.
- CATTON, M.D. (1962). **Soil-cement technology - a résumé**. Portland Cement Association, Bulletin 136, Skokie.
- CAULEY, R.F.; KENNEDY, T.W. (1973). **Proposal for improved tensile strength of cement-treated materials**. Highway Research Board, HRR 442, pp. 34-43.
- CCA (1962). **Lean concrete bases for roads**. Cement and Concrete Association, Db. 15, London.
- CEMBUREAU (1960). **Sol-ciment. Une étude de la littérature**. Technical Translation, The Cement Statistical and Technical Association, Malmö.
- CHILDS, L.D.; NUSSBAUM, P.J. (1962). **Pressures at foundation soil interfaces under loaded concrete and soil-cement highway slabs**. Portland Cement Association, Bulletin D66, Skokie.
- CRONEY, D.; CRONEY, P. (1991). **The design and performance of pavements**. Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, 2nd. Edition, London.
- DERSA (1982). **DERSA - 14 anos de tecnologia rodoviária**. Desenvolvimento Rodoviário S.A., São Paulo.
- FETZ, L.B. (1980). **Stabilisation au ciment aux USA, en France et en Suisse**. Bulletin d'information de la S. A. Routes en Béton, n. 123, Wildegg.
- GUAZELLI, J.L. (1982). **O pavimento da rodovia dos Trabalhadores**. Caderno Técnico, in DERSA-14 Anos de Tecnologia Rodoviária, São Paulo.
- HÄBERLI, W; WILK, W. (1990). **Bindemittel**. Schweizer Baudokumentation 0781, Blauen.
- JACOB, A.; SCAZZIGA, I. (1983). **Langzeitverhalten und dimensionierung von zementstabilisierungen. Versuch nr. 2 auf der rundlaufanlage der ETHZ**. Forschungsauftrag 8/83, vol. nr. 113, Office Fédéral des Routes, Berne.
- KÉDZI, Á. (1979). **Stabilized earth roads**. Elsevier Scientific Publishing Company, Developments in Geotechnical Engineering 19, Amsterdam.
- KOSMATKA, S.H.; PANARESE, W.C. (1988). **Design and control of concrete mixtures**. Portland Cement Association, Thirteenth Edition, Engineering Bulletin, Skokie.
- LA ROUTE EN BÉTON (1961). **La pratique de la stabilisation de sol au ciment**. Bulletin d'Information de la S.A. des Routes en Béton, no. 48, avril, Wildegg.

- LA ROUTE FRANÇAISE (1992). **Développements actuels des techniques de matériaux traités aux liants hydrauliques (1)**. Entreprises, pp. 89-91.
- LCPC (1988). **Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 156, juil.-août, pp. 37-66.
- LEWIS, W.A.; BROAD, B.A. (1968). **An investigation of the performance of nine major roads having cement-bound granular bases**. Road Research Laboratory, RRL Report LR 196, Crowthorne.
- LILLEY, A.A. (1971). **Cement-stabilized materials for road and airfield pavements**. Cement and Concrete Association, Technical Report 42.458, London.
- LILLEY, A.A.; WILLIAMS, R.I.T. (1973). **Cement-stabilized materials in Great Britain**. Highway Research Board, HRR 442, pp. 70-82, Washington, D.C.
- LISTER, N.W. (1972). **Design and performance of cement-bound bases**. The Journal of the Institution of Highway Engineers, february, pp. 21-33.
- PACKARD, R.G. (1973). **Design of concrete airport pavement**. Portland Cement Association, Engineering Bulletin, Skokie.
- PCA (1975). **Thickness design of soil-cement pavements for heavy industrial vehicles**. IS187.01S, Skokie.
- PCA (1979) **Cement-treated aggregate base**. IS204.01S, Skokie.
- SHERWOOD, P.T. (1968). **The properties of cement stabilized materials**. Road Research Laboratory, RRL Report LR 205, Crowthorne.
- SUIÇA (1985). **Stabilisierung**. Schweizer Norm SN 640.500a, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Zürich.
- VAN DER VLIST, A.A.; VAN DER SLUIS, F.A. (1961). **Beton maigre et sol-ciment aux Pays-Bas**. The Cement Statistical and Technical Association, Malmö.
- VARGAS, M. (1978) **Introdução à mecânica dos solos**. Mc Graw Hill do Brasil, São Paulo.
- VOGT, K. (1967). **La stabilisation au ciment ou à la chaux**. La Route en Béton, Bulletin d'Information de la S.A. des Routes en Béton, no. 70/71/72, janvier/avril/juillet, Wildegg.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. (1975). **Principles of pavement design**. John Wiley & Sons, 2nd. edition, New York.
- WRIGHT, M.J. (1969). **The performance of roads with soil-cement bases**. Cement and Concrete Association, Technical Report, TRA 418, London.

## CAPÍTULO 2

### COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA DE BGTC

Muito embora desde meados dos anos 70 o tratamento de britas graduadas com ligantes hidráulicos tenha sido objeto de crescente interesse nos meios rodoviários brasileiros, a literatura nacional existente sobre este assunto não pode ser considerada suficiente uma vez que ainda hoje muitos projetistas experimentados defrontam-se com algumas dificuldades básicas no que concerne ao conhecimento, com relativo grau de confiança, do comportamento elástico e à fadiga deste material, para misturas típicas adotadas no país.

No que tange às suas propriedades elásticas, seria fundamental um estudo que levasse em conta como as mesmas são afetadas pelas condições de mistura e fabricação; logicamente tal inter-relacionamento seria bastante condicionado pelas especificações de produção e aplicação em campo.

Quanto à necessidade de utilização de critérios mecanísticos para um melhor uso do material, é essencial a disponibilidade de modelos experimentais que estabeleçam as inter-relações existentes entre os esforços solicitantes aos quais a BGTC será submetida pela ação do tráfego, e de que forma contribuem os mesmos para a manifestação do fenômeno de fadiga no material.

Defronta-se com tal situação, em parte devido a não existência de meios tecnológicos de ponta no Brasil, de elevadíssimos custos de aquisição, operação e manutenção, capazes de fornecer informações mais precisas e confiáveis de como se comporta mecanicamente o material. Por outro lado, verificou-se no último decênio um esforço muito grande em modelar os pavimentos semi-rígidos sem entretanto um mais amplo e merecido esforço para a compreensão dos materiais que conferem este comportamento semi-rígido às estruturas de pavimento, em particular das misturas de BGTC.

Neste capítulo serão apresentadas a metodologia utilizada para os estudos realizados em laboratório e os resultados obtidos para a caracterização mecânica de uma mistura tipicamente nacional, no que tange a resistências típicas, módulos de elasticidade e comportamento a fadiga. Foram estudados critérios para se tirar o melhor proveito possível desta mistura, buscando-se uma compreensão mais profunda dos fatores que influenciam na qualidade final do produto.

Os trabalhos aqui descritos foram desenvolvidos em sua quase totalidade nas instalações dos Serviços de Pesquisas e Consultoria Técnica da Indústria Suíça do Cimento (TFB) e da Rodovias em Concreto S.A. (Betonstrassen AG) situadas em Wildegg, e também na Escola Politécnica Federal de Zurique (ETH-Z), no período de agosto de 1992 a março de 1993.

## 2.1 Materiais Utilizados

Quando da elaboração do projeto da pista experimental PMSP/EPUSP com pavimentos semi-rígidos, foi discutida a necessidade de uso de agregado típico da região metropolitana de São Paulo para a fabricação da BGTC. Esta preferência quanto ao material, diante de poucas alternativas existentes, deve-se a algumas razões de ordem pragmática:

- 1- Utilizar um agregado que oferecesse durabilidade, resistência ao desgaste e elevada resistência dos grãos;
- 2- O agregado não comportaria misturas de espécies procedentes de rochas matrizes distintas, devendo ser completamente resultante de britagem, das frações grosseiras às finas;
- 3- A pedra britada deveria provir de rocha que fosse encontrada em abundância na região e preferencialmente comercializada, eliminando-se assim alternativas mais raras ou de difícil exploração;
- 4- Por tratar-se de um experimento do qual se pretende tirar maiores proveitos no futuro, os materiais constituintes da mistura deveriam ser de utilização notória em outras situações.

Diante deste quadro, tornou-se evidente que a utilização de granito seria ideal para a fabricação da mistura, embora consideradas as eventuais discrepâncias apontadas pela Superintendência das Usinas de Asfalto da PMSP quanto à qualidade dos diferentes granitos existentes no mercado.

Com relação ao tipo de cimento a ser adotado para a fabricação da mistura, seguiu-se a recomendação da ABNT (1990) em sua especificação para BGTC no sentido de adotar cimento Portland que apresentasse desempenho idêntico ao cimento Portland comum, no que diz respeito às resistências mecânicas desenvolvidas.

### 2.1.1 Material Britado

Para os estudos laboratoriais na Suíça, além do granito procedente de São Paulo, selecionou-se um segundo tipo de pedra britada existente nesse país cujas características eram diferentes do material básico (granito). As finalidades de realizar misturas com outro tipo de pedra britada foram:

- 1- Iniciar os estudos com um material diferente daquele adotado para os objetivos principais, visando possíveis ajustes iniciais nos procedimentos a serem adotados sem desperdício do granito brasileiro, que havia sido transportado para o exterior em quantidade limitada (cerca de 220 kg), por inúmeras razões;
- 2- Estudar os efeitos advindos de alterações na relação água/cimento para valores diversos daqueles especificados para a mistura pela ABNT (1990) e verificar se os mesmos seriam semelhantes para agregados de natureza diferente.

Analisadas as alternativas existentes, foi então selecionada uma brita graduada produzida a partir de uma rocha calcária, procedente de depósito típico alpino situado em Hasli (Suíça).

### 2.1.1.1 Análise Petrográfica

Para a realização de análises petrográficas a partir das amostras globais estocadas em laboratório, foi necessária a preparação granulométrica dos dois tipos de agregado por peneiramento seco, obtendo-se as quantidades indicadas na Tabela 2.1.

Fração	Quantidade (kg)
entre 0 e 4 mm	1,0
entre 4 e 8 mm	2,0
entre 8 e 16 mm	2,0
entre 16 e 32 mm	2,0

**Tabela 2.1** Quantidades de materiais utilizados em análises petrográficas

O resultado de tais análises levou às seguintes conclusões e comentários:

#### GRANITO

- Todas as frações do material provinham da mesma rocha;
- Cerca de 83 % do material era de rocha cristalina (metagranito, granitóide, gneiss de clorita) contendo grande parte de quartzo e feldspato e com frequência pequenas partes de mica, anfíbolitos, cloritos e sulfitos;
- Os grãos via de regra eram duros, resistentes e compactos, apresentando-se algumas vezes frágeis no caso de pedras ricas em cloretos;
- Cerca de 16 % do material era composto de quartzo de caverna e gneiss de quartzo de cor branda, esverdeada ou rosada, duras, estáveis e compactas;
- Em pequena fração (cerca de 1 %) estava presente o mármore, de cor cinza e cristais finos, de dureza média e compacta, bem como ardósia violeta, estável e de dureza média;
- As porcentagens de frações desvantajosas era de cerca de 0 a 1 % de pedras não resistentes e/ou porosas e de cerca de 0 a 4 % de pedras frágeis, com mica e sinais de intemperismo.

#### CALCÁRIO

- Todas as frações do material provinham da mesma rocha prevalentemente calcária;
- Composto principalmente por cal finamente cristalizada de média dureza, com um pouco de xisto, contendo ainda pedras areniscas um pouco mais duras e frações de marga que se apresentavam brandas, friáveis e porosas;

- A coloração do material variava de bege escuro ao cinza escuro;
- A fração de material sensível ao gelo, branda, porosa, corroída por agentes atmosféricos, ou ainda muito micáceo, atingia em media até 7,5 % do peso total da amostra.

### 2.1.1.2 Características dos Grãos

Alguns ensaios necessários para a interpretação dos resultados de testes de compactação foram realizados, seguindo-se as recomendações da norma brasileira NBR 6458 (ABNT, 1984), que permitiram a definição das características dos grãos dos agregados, que são as indicadas na Tabela 2.2.

Característica	GRANITO	CALCÁRIO
Densidade aparente	2.645 kg/m <sup>3</sup>	2.637 kg/m <sup>3</sup>
Densidade real	2.669 kg/m <sup>3</sup>	2.694 kg/m <sup>3</sup>
Absorção d'água	0,3 %	0,8 %

**Tabela 2.2** Características dos grãos

### 2.1.2 Ligante Hidráulico

Como já se mencionou anteriormente, o ligante hidráulico preconizado pela ABNT (1990) para a execução de misturas do tipo BGTC é o cimento Portland comum. Aliás, o uso deste tipo de ligante para o tratamento de britas graduadas é muito tradicional em nosso país tendo preferência sobre os demais tipos de ligantes possíveis.

Entretanto, deve-se ressaltar neste ponto que, muito embora exista uma especificação recente para tal tipo de cimento, no mercado brasileiro, de fato, o cimento comumente encontrado e fornecido para obras é o cimento Portland composto, designado por CP II-E-32. Em decorrência desta situação, considerou-se no presente trabalho tal tipo de cimento como básico para a realização de misturas de BGTC, para não se distanciar da realidade existente no país.

A dificuldade de utilizar um cimento de fabricação nacional no momento dos estudos consistiu não exclusivamente em um problema de transporte, mas também de embalagem do cimento de forma hermética, imprecisões sobre o tempo de permanência do mesmo em estoque e no desconhecimento de quando uma dada amostra fora fabricada. Diante deste cenário, preferiu-se optar pelo uso de um cimento existente no local dos estudos, cujas condições de integridade fossem garantidas.

Face ao exposto era necessária a seleção de um cimento que atendesse às especificações da ABNT (1991) para o CPlI E-32 quanto à resistência mecânica e à composição química.

Quanto à resistência à compressão da argamassa normal brasileira aos 28 dias, considerou-se a necessidade de enquadramento dos cimentos pesquisados dentro da faixa de 32 a 49 MPa, conforme a NBR 11578 da ABNT (1991). Neste ponto deve ser recordado que a resistência à compressão da argamassa é determinada na Europa por meio de corpos-de-prova prismáticos, contrariamente ao caso brasileiro, que adota moldes cilíndricos para a fabricação de amostras, conforme a NBR 7215 da ABNT (1991).

Para compensar tal discrepância e ter como referência a resistência à compressão dentro dos padrões brasileiros, considerou-se simplesmente que 80 % da resistência obtida com corpos prismáticos correspondessem àquela resistência esperada para amostras cilíndricas, como é geralmente realizado no meio técnico dos cimentos e dos concretos, de acordo com indicações fornecidas por DJANIKIAN<sup>1</sup> e SALAMI (1992).

A preparação da argamassa para moldagem de corpos-de-prova seguiu a especificação européia (EN 196), utilizando-se areia alemã limpa, com grãos contidos na faixa de 0 a 2 mm e relação água/cimento igual a 0,5, atendendo-se às exigências da ABNT (1982) referentes aos limites de frações de areia, material pulverulento, umidade, conglomerados argilosos, teor de feldspato, de mica e de matéria orgânica.

Atendendo ainda às restrições da NBR 11578 da ABNT (1991), para a composição química do cimento mencionado, foram verificados os limites de tolerância de trióxido de enxofre (SO<sub>3</sub>) e de óxido de magnésio (MgO).

Dentre os vários cimentos disponíveis foi selecionado aquele denominado por "Portlandzement" de acordo com a norma DIN 1164, fabricado pela JURA-ZEMENT-FABRIKEN situada em Wildeg, por ser o cimento que mais se aproximava da especificação brasileira retro-mencionada.

Características Gerais *	
(Designação: JURA-PC)	
Resistência a compressão aos 2 dias **	23,4 MPa
Resistência a compressão aos 28 dias **	37,3 MPa
Tempo de início de pega	210 min
Estabilidade de volume (Le Chatelier)	1,0 mm
Perda ao fogo	2,7 %
Partículas insolúveis	0,9 %
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	2,8 %
Óxido de magnésio (MgO)	1,7 %
Água de amassamento	27,5 %
Densidade	3150 kg/m <sup>3</sup>
Superfície Blaine	300/340 m <sup>2</sup> /kg

\* testes realizados na TFB-Wildeg

\*\* valores expressos para corpos-de-prova cilíndricos

Tabela 2.3 Características do cimento utilizado

<sup>1</sup> DJANIKIAN, J.G. (1992). Comunicação pessoal.

Na Tabela 2.3 são apresentadas as características desse cimento, que foi coletado em saco de 50 kg no armazém de distribuição da indústria alguns dias antes do início da fabricação da mistura. Imediatamente após sua coleta o cimento foi acondicionado em caixotes de polietileno com tampa e lacre.

## **2.2 Fabricação das Amostras de BGTC**

Dentre as diversas técnicas de preparação de corpos-de-prova sugeridas pelo comitê técnico de ensaios de materiais de pavimentação do Congresso de Sidney (AIPCR, 1983), no caso das misturas de agregados e ligantes hidráulicos, foram adotadas para a elaboração do presente estudo aquelas que permitissem a reprodução dos ensaios realizados no exterior, com maior facilidade, pela grande maioria dos laboratórios de universidades, centros de pesquisas e empresas privadas brasileiras.

No que tange especificamente aos procedimentos de compactação das amostras, foram descartadas as hipóteses em se utilizar processos de vibro-compactação ou ainda de moldagem de amostras prismáticas, face ao mencionado acima, reforçada tal decisão pela indisponibilidade de pedra britada brasileira para a fabricação de corpos-de-prova de grandes dimensões.

A principal preocupação que cerceou os processos de fabricação, compactação e cura das amostras foi obter a máxima homogeneidade possível, para pares conjugados de amostras, de forma a eliminar sempre que possível interferências de natureza humana e operacional. Isto foi também buscado com o auxílio de um planejamento ordenado de todos os procedimentos de laboratório, com um cronograma definido para todas as atividades.

### **2.2.1 Preparação Granulométrica**

Todos os agregados selecionados foram separados através de peneiramento por via seca, nas frações de diâmetro 0/0,5 mm, 0,5/2 mm, 2/4 mm, 4/8 mm, 8/16 mm e 16/32 mm. O peneiramento foi realizado com auxílio de equipamento vibratório, com peneiras de grande capacidade (cerca de 20 kg de material), tendo sido fixado o tempo de 30 minutos de vibração em cada peneiramento.

As frações separadas foram conservadas em caixas de polietileno devidamente fechadas e conservadas em condições médias de laboratório (aproximadamente 21 °C e 60 % de umidade relativa do ar) até sua utilização. Todos os agregados foram secados previamente em estufa de grande capacidade, a 105 °C, durante período de 24 horas anteriores ao início do peneiramento.

### **2.2.2 Mistura**

#### **2.2.2.1 Granulometria**

A curva granulométrica adotada para a fabricação das misturas foi escolhida dentro da faixa B da recente especificação de materiais para a BGTC projetada pela ABNT (1990), indicada na Figura 2.1. Observa-se em tal distribuição granulométrica que o limite inferior da faixa entre os diâmetros 4,8 e 19 mm, por uma exigência de um mínimo de 80 % de

agregados passando pela peneira de abertura 9,5 mm, é bastante afetado se comparado à tendência geral da distribuição.

Tal fato inclusive gera naquela região da curva um afastamento considerável entre a distribuição proposta pela ABNT e aquela utilizada na França (1983). À luz da fórmula de Talbot<sup>2</sup> para materiais estabilizados granulometricamente, observa-se para a curva inferior da faixa B que o expoente  $n$  altera-se bruscamente de cerca de 0,48 (entre  $P = 0\%$  e  $P = 45\%$ ) para valores inferiores a 0,2 quando  $P > 45\%$ , o que não ocorre para a curva inferior da especificação do SETRA-LCPC.

Sob tal enfoque, a especificação francesa conduz a distribuições denominadas mais fechadas, levando a misturas com massas específicas mais elevadas após a compactação, e portanto, com menor quantidade de vazios (VARGAS, 1978). Na busca de limitar ao máximo a descontinuidade ocorrida na especificação brasileira, decidiu-se pela adoção de uma distribuição granulométrica dos agregados tangenciando o limite inferior da faixa B entre os diâmetros de 8 a 10 mm.

Este procedimento foi também considerado indispensável na medida em que as resistências à tração e o módulo de elasticidade da BGTC decrescem quando são utilizadas granulometrias mais abertas, conforme estudos experimentais realizados por DURRIEU (1967). A questão da distribuição granulométrica dos agregados será discutida com maiores detalhes no capítulo 4.

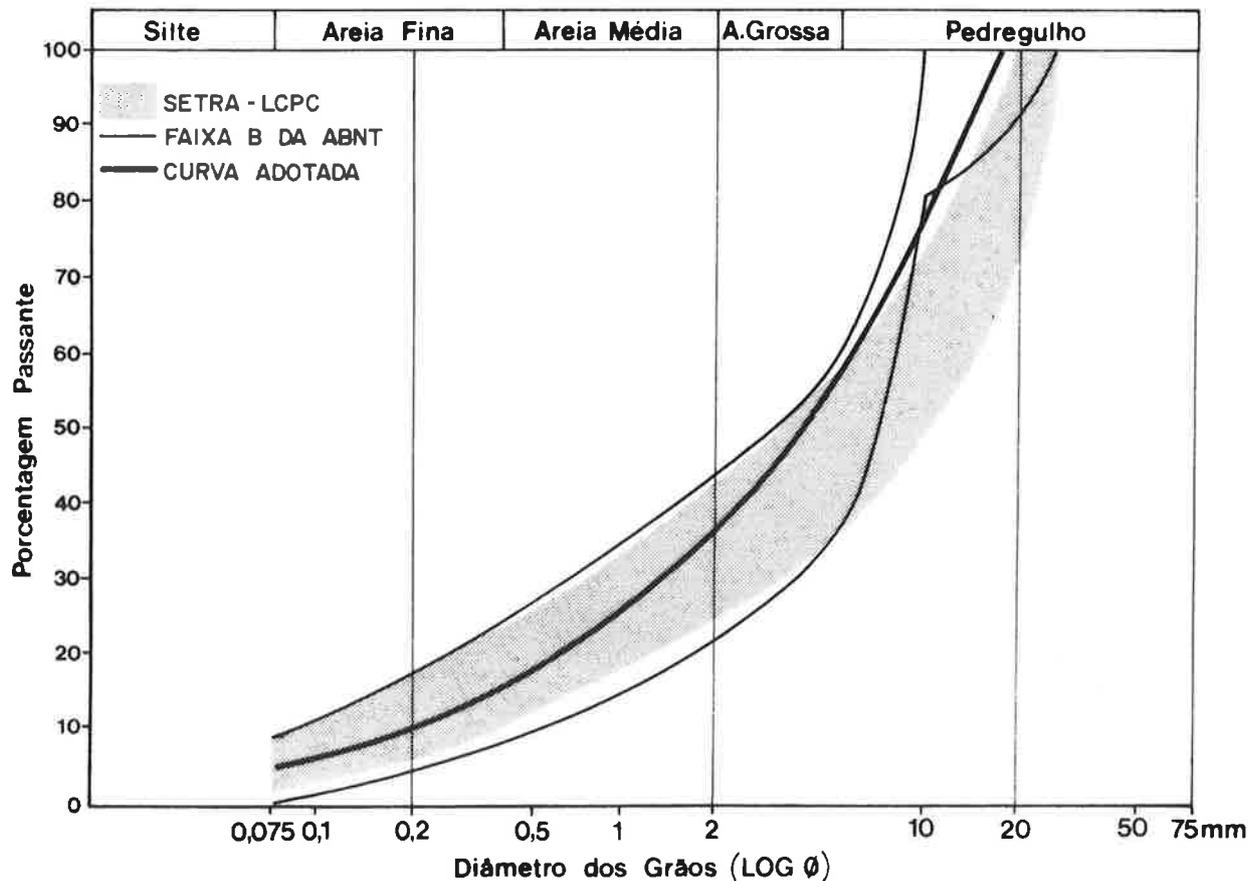


Figura 2.1 Distribuição granulométrica dos agregados

<sup>2</sup> As curvas pesquisadas por TALBOT eram empregadas para agregados de concretos, a fim de se obter as máximas densidades possíveis (VARGAS, 1978)

### 2.2.2.2 Teor de Cimento

O teor de cimento estabelecido para a fabricação de amostras foi de 4 % em relação ao peso total de agregados, invariavelmente para todos os corpos-de-prova. A escolha de tal teor foi condicionada não apenas pela indicação básica contida na especificação brasileira da ABNT (1990), como também com base na própria tradição de utilizar tal teor em obras rodoviárias brasileiras.

Este estudo experimental não contempla a análise de consequências da variação do teor de cimento na mistura, face aos objetivos principais de estudar o padrão básico acima mencionado e especialmente pela razão de estar-se buscando principalmente uma melhor compreensão do papel desempenhado pelo teor de umidade na mistura de BGTC.

### 2.2.2.3 Teor de Umidade

Para cumprir o objetivo básico acima mencionado, que definiria a melhor forma de fabricação dos corpos-de-prova (e portanto de preparação da mistura), foram preparadas algumas misturas com os granitos e calcários selecionados variando-se a quantidade de água, o que permitiu verificar as consequências de trabalhar nos ramos seco e úmido de suas respectivas curvas de compactação.

Estes experimentos preliminares permitiram planejar a forma de fabricação para a elaboração de todos os demais estudos, no sentido de tirar o melhor proveito possível do material como um todo. Vale a pena recordar neste ponto que a umidade de mistura indicada na especificação da ABNT (1990) é aquela tida como ótima, definida pelo ensaio de compactação na energia intermediária.

### 2.2.2.4 Fabricação

A sequência de mistura adotada para a fabricação das amostras foi sistematizada para todos os casos em agregado+cimento+água. A homogeneização da mistura foi realizada com auxílio de misturador automático de laboratório, com pá excêntrica, de capacidade de 10 kg, o que permitiu a fabricação de amostra suficiente para dois corpos-de-prova por vez.

O tempo de homogeneização foi definido em 10 minutos para cada amostra. Após este procedimento, a mistura permanecia em repouso durante 30 minutos, ficando o recipiente de misturação coberto por tecido umedecido, para finalmente se proceder à compactação da BGTC.

### 2.2.3 Compactação

Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados através de compactação segundo a energia modificada (AASHTO, 1989), reconhecidamente indicado como padrão para o material conforme recomenda a literatura internacional pesquisada (por exemplo: LILLEY, 1971; BONNOT, 1973; AIPCR, 1983).

O equipamento de compactação utilizado permitia um processo automatizado, de forma a eliminar muitas interferências indesejáveis devidas ao fator humano quanto à uniformidade dos golpes sobre a camada, altura de queda do peso, enganos na contagem do número de golpes, etc.

Os cilindros utilizados eram de PVC rígido, com diâmetro interno de 101,6 mm e altura de 117 mm, providos de fundo e tampa também em PVC, o que permitia seu fechamento após compactação da amostra. Tais cilindros, mais leves que os tradicionais utilizados para os ensaios de Proctor, foram escolhidos porque, além de facilitar a operação de estocagem das amostras, apresentavam a vantagem de não aderir ao material durante o processo de cura da BGTC, permitindo fácil remoção dos corpos-de-prova sem danificá-los durante esta operação.

O peso do soquete de compactação era de 24,74 N, possuindo a sua base o diâmetro de 51 mm, e com altura de queda de 457 mm automaticamente regulada após a compactação de cada uma das cinco camadas. O giro automático do cilindro, após cada golpe, permitia uma distribuição dos mesmos de maneira uniforme sobre a superfície da amostra.

Após a compactação de cada corpo-de-prova, os mesmos eram pesados e suas superfícies recebiam um acabamento final com um fino filme de pasta de cimento, cujo objetivo era garantir uma superfície lisa, plana e horizontal para a correta realização dos ensaios mecânicos programados.

A homogeneidade buscada através de todos os cuidados tomados nos processos de mistura de frações de agregados, dosagem de cimento e água, homogeneização das misturas e compactação refletiu-se no controle estatístico dos ensaios de compactação. A título de ilustração deste fato, para 53 amostras consideradas idênticas foram constatados os seguintes valores: umidade de moldagem média de 4,48 % com desvio-padrão de 0,20 % e coeficiente de variação de 4,46 %; densidade aparente seca média de 2.230 kg/m<sup>3</sup> com desvio-padrão de 11 kg/m<sup>3</sup> e coeficiente de variação de 0,5 %.

Tal preocupação com heterogeneidades resultantes de processos de compactação foi também uma linha-mestra nos estudos experimentais realizados por SIDOROFF et al (1967), "para se obter em laboratório resultados médios suficientemente precisos, sem multiplicar o número de ensaios", o que também era desejável no presente caso.

SIDOROFF et al (1967) apresentam estatísticas obtidas para parâmetros da BGTC com teor de 3 % de cimento em peso, teor de água de 6,5 % e pedra britada calcária. A densidade média atingida, para 10 corpos-de-prova igualmente compactados com cilindros padrão CBR e energia modificada, foi de 2.260 kg/m<sup>3</sup>, com desvio-padrão de 74 kg/m<sup>3</sup> e coeficiente de variação de 3,3 %.

Convém recordar que no presente estudo também foram realizados os ensaios de compactação dos materiais britados sem adições de cimento para a verificação de eventuais diferenças existentes em valores de densidade e umidade ótima de moldagem.

#### 2.2.4 Cura

Todos os corpos-de-prova foram mantidos dentro do próprio cilindro de compactação, devidamente tampados, durante o período de sete dias, para efeito de prazo de cura da BGTC, após os quais foram desmoldados. Este procedimento balizou-se pelas recomendações da AIPCR (1983).

O processo de cura dos corpos-de-prova desde a sua fabricação até as datas pré-definidas para a realização dos ensaios mecânicos sempre se deu no mesmo compartimento fechado, localizado no próprio laboratório, onde foram instalados aparelhos de medição contínua da umidade relativa do ar e da temperatura ambiente.

Durante todos os períodos de cura foram observados valores praticamente constantes da umidade relativa do ar (60 %) e de temperatura ambiente (21 °C).

### 2.3 Ensaio Mecânicos

Devem ser enumerados três objetivos principais perseguidos durante a fase experimental desta pesquisa, no que diz respeito ao comportamento mecânico da BGTC:

- 1- Definir valores típicos de resistência e módulo de elasticidade da mistura estudada;
- 2- Pesquisar as consequências de variações no teor de umidade da mistura para as resistências e o módulo de elasticidade do material;
- 3- Estudar a relação existente entre as tensões de tração aplicadas na BGTC e o número de ciclos de repetição de cargas que, associado a tais tensões, induzissem o processo de fadiga no material.

Embora aqui apresentados nesta ordem, o segundo objetivo acima mencionado condicionou a definição do processo de fabricação da mistura para a realização de todos os demais testes. Em outras palavras, era necessário verificar a priori qual seria o teor de umidade de compactação (ou relação água/cimento) que permitiria tirar melhor proveito do material, não obstante as prerrogativas da norma brasileira (ABNT, 1990), que indica a umidade ótima de compactação como teor a ser adotado na fabricação da mistura.

Quanto ao primeiro objetivo, poderia ser qualificado como básico, tendo em vista que permitiria verificar os parâmetros mencionados com elevado grau de confiança, graças aos meios tecnológicos disponíveis para a realização de testes mecânicos. Além disso, era fundamental verificar a significância de eventuais relações entre os valores de resistência (dado de simples obtenção) e de módulos de elasticidade (dado de determinação complexa). Dentro deste objetivo básico seria ainda indispensável determinar as possíveis diferenças existentes entre os módulos de elasticidade para solicitações em tração ou em compressão.

As razões que nortearam a escolha de ensaios em tração direta e em compressão diametral (determinação indireta da resistência à tração) foram simultaneamente colhidas da experiência da escola francesa e das orientações emanadas do Congresso de Sidney (AIPCR, 1983). As razões dessa escolha prendem-se a dois argumentos.

O primeiro, de natureza pragmática, é o fato de que os ensaios à flexão exigem moldagem de corpos-de-prova prismáticos de consideráveis dimensões, fabricados com auxílio de equipamentos de vibro-compressão, extremamente caros e não disponíveis para fins de controle tecnológico de obras, razão pela qual em campo o controle de qualidade é normalmente realizado através de ensaios de tração direta ou de compressão simples (DAC CHI, 1977).

O segundo refere-se à existência de estudos experimentais, para diversas qualidades de BGTC, que fornecem relações existentes entre resistência à tração na flexão com aqueles mais facilmente obtidos através de ensaios de tração direta (DAC CHI, 1977).

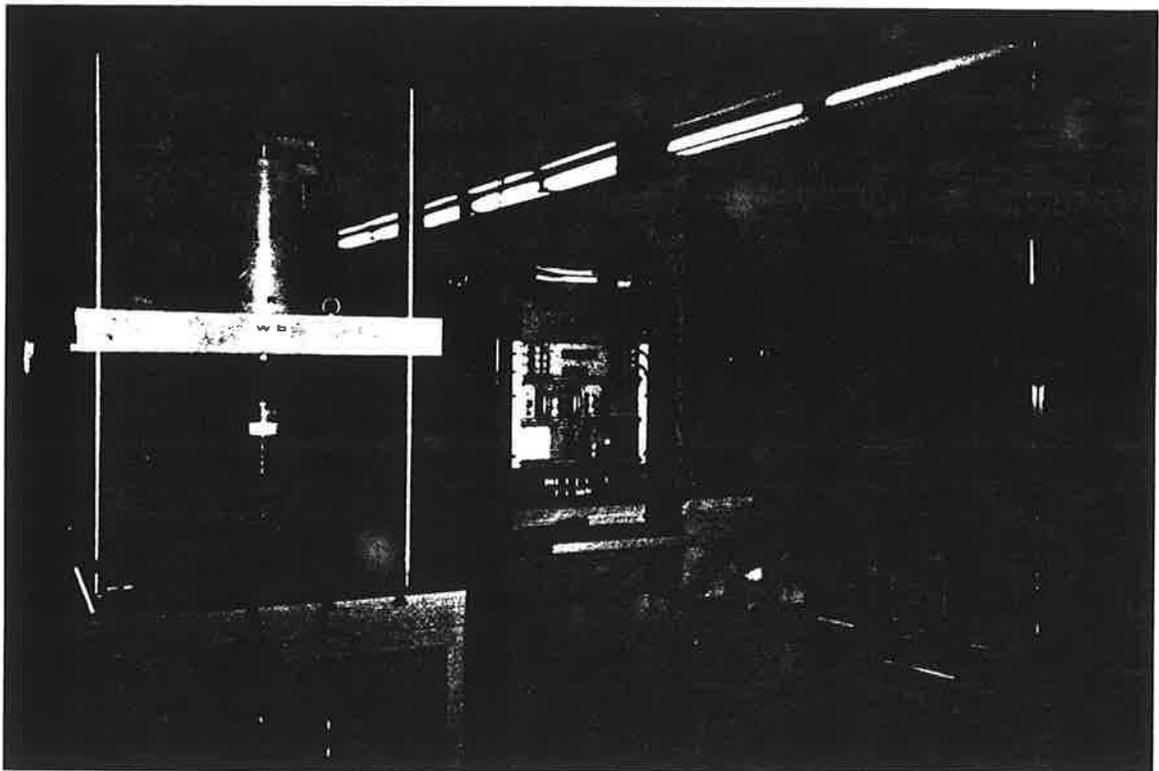
Quanto aos ensaios de fadiga, ainda que consideradas as dificuldades de sua execução e a dispersão peculiar deste tipo de teste mecânico, foram definidos como essenciais, uma vez que não existiam estudos na literatura brasileira sobre este comportamento da BGTC. Além disso, os resultados destes ensaios seriam indispensáveis como ponte de ligação entre os estudos teóricos e experimentais apresentados neste trabalho.

Em busca de uma maior compreensão sobre as influências da relação água/cimento na qualidade final da BGTC, foram introduzidos ensaios de microscopia em lâminas contendo seções finas da mistura compactada e curada.

É importante ressaltar neste ponto que na busca de correlações entre resistências à tração e à compressão foram utilizados corpos-de-prova conjugados, ou seja, resultantes de uma mesma unidade de homogeneização, o que permitiu associar pares de valores com maior confiança.

### 2.3.1 Módulo de Elasticidade

Os testes para a determinação de módulos de elasticidade, realizados de forma estática, precederam os ensaios de ruptura por tração e compressão, para todos os corpos-de-prova. O equipamento utilizado para tais ensaios é o apresentado na Figura 2.2, tendo o mesmo sido utilizado também para ensaios de ruptura.



**Figura 2.2** Equipamento para ensaios de módulo de elasticidade  
(Laboratório da TFB em Wildegg, Suíça)

A base e o topo dos corpos-de-prova deveriam ser superfícies planas e paralelas entre si, o que se procurou garantir no processo de fabricação antes da cura; mesmo assim, foi realizada uma verificação caso-a-caso antes da realização de cada ensaio.

Especificamente para os ensaios de tração, era necessária a preparação prévia dos corpos-de-prova, que consistia na colagem com resina epoxi de tarugos cilíndricos de aço, com o mesmo diâmetro das amostras e altura de 20 mm, no topo e na base das mesmas. Estes cilindros eram providos de roscas em seus centróides, de modo a permitir sua fixação no aparelho de testes.

Após a instalação do corpo-de-prova no aparelho, à meia-altura do mesmo eram fixados dois captadores de deformações verticais de precisão nominal 0,00002 mm, sendo a base de leitura de comprimento 50 mm. Os captadores de deformações eram dispostos em posições diametralmente opostas.

A determinação do módulo de elasticidade, secante e tangente, exigia a aplicação de tensões não superiores a um terço daquela de ruptura (AIPCR, 1983), fosse o ensaio de tração ou de compressão. Para garantir tal condição algumas amostras foram ensaiadas à tração e à compressão à priori, até a ruptura, para se ter uma noção prévia dos limites de tensões a serem aplicadas. As demais condições de ensaios foram as apresentadas na Tabela 2.4.

Condições do ensaio de Módulo de Elasticidade	em compressão	em tração
Velocidade de aplicação de carga (MPa/s)	0,04	0,004
Tensão mínima de operação (MPa)	0,20	0,004
Tensão máxima de operação (MPa)	2,17	0,297
Número de ciclos de carga/descarga	5	5
Tempo de aplicação de cargas extremas (s)	30	30

**Tabela 2.4** Condições dos ensaios de módulo de elasticidade

Seguindo tal procedimento foi possível a determinação de valores dos módulos de elasticidade secantes e tangentes. Para os casos em que se programou a execução de ensaios em tração e compressão, para um mesmo corpo-de-prova, os níveis de tensão adotados foram aqueles indicados para ensaios em tração.

O equipamento utilizado para os ensaios permitiu a descrição automática das curvas esforço x deslocamento, que foram posteriormente transformadas em curvas tensão x deformação.

### 2.3.2 Resistência à Compressão

Os testes de ruptura à compressão uniaxial simples foram executados no mesmo aparelho utilizado para os ensaios de módulo de elasticidade, também ajustável para esta finalidade. Durante os ensaios, os captadores de deformação foram mantidos nos corpos-de-prova, o que permitiu o traçado de curvas do tipo tensão x deformação até a ruptura dos mesmos.

Atendendo às orientações emanadas da AIPCR (1983) para a padronização de ensaios, face às dimensões dos corpos-de-prova, foram adotados fatores de forma para a correção dos resultados obtidos. Neste sentido foi seguida a recomendação da norma C 39-86 da American Society for Testing and Materials (ASTM, 1992) para relações entre comprimento e diâmetro inferiores a 1,8.

Foi estabelecida uma velocidade de carga de 0,3 MPa/s para a execução dos ensaios de ruptura à compressão. Após a finalização de cada teste, era então registrada a forma de ruptura ocorrida seguindo recomendação da ASTM (1992), indicando-se se do tipo cônica, colunar, etc.

### 2.3.3 Resistência à Tração

Por meio de pequenos ajustes foi também possível utilizar o equipamento já mencionado para a execução de ensaios de ruptura à tração direta. Neste caso, a velocidade de aplicação de carga foi reduzida para 0,004 MPa/s, o que permitiu descrever a curva tensão x deformação após a realização do teste.

Os corpos-de-prova utilizados para este tipo de ensaio foram os mesmos preparados para os ensaios de módulo de elasticidade em tração. Após cada teste era registrada a posição do plano de ruptura ocorrido. As dificuldades ocorridas com a realização destes testes são descritas mais adiante, junto com a apresentação dos resultados obtidos.

### 2.3.4 Fadiga por Solicitações à Tração

O tipo de ensaio adotado para a elaboração dos testes de fadiga foi aquele conhecido pela denominação de ensaio dinâmico de compressão diametral, que quando realizado de forma estática é conhecido por "split test", ou por ensaio de tração indireta ou ainda por ensaio brasileiro (idealizado pelo Prof. Fernando Luís Lobo Carneiro).

Tais ensaios dinâmicos foram realizados com o objetivo principal de determinar o comportamento da BGTC à fadiga, tendo sido realizadas leituras da deformação vertical, a cada aplicação de carga, para controle automático da mesma. Os testes foram executados através do critério de tensão controlada, para permitir a comparação de seus resultados com diversos estudos internacionais que adotaram idêntico critério.

Os ensaios de fadiga, como se sabe, são testes de longa duração quando conduzidos com baixos níveis de tensão. Este fato determinou a realização de ensaios com corpos-de-prova com idade superior a 56 dias, a fim de evitar diferenças sensíveis de resistências que eventualmente pudessem ocorrer ao longo do período de testes.

Seguindo as orientações do Transportation Research Board (TRB, 1975) para este tipo de teste, foram adotados os seguintes procedimentos para cada corpo-de-prova ensaiado:

- 1- Determinação da altura e do diâmetro da amostra;
- 2- Centragem do corpo-de-prova sobre a tira de apoio e carga, cuidadosamente e na posição horizontal;
- 3- Aplicação de carga mínima lentamente sobre a parte superior da amostra de modo a mantê-la fixa entre as tiras superior e inferior por efeito de tal pressão mínima.

Antes de realizar o procedimento 2 acima mencionado, foi adotado o procedimento complementar de marcar a base do corpo-de-prova com uma linha diametral, de maneira a permitir sua correta relocação na eventualidade de interrupção do ensaio. A carga mínima aplicada para a fixação do corpo-de-prova foi de 1 kN, invariavelmente para todos os corpos-de-prova ensaiados.

Tendo em vista que o estudo do comportamento à fadiga exige o conhecimento do valor de tensão de ruptura estática (ruptura à primeira carga), para posteriormente trabalhar-se dinamicamente com níveis de tensões inferiores a estas, sua determinação ocorreu através de uma série de corpos-de-prova, cujos resultados individuais foram manipulados estatisticamente. A tensão de ruptura em tração ( $\sigma_0$ ) em cada caso foi calculada através da conhecida expressão:

$$\sigma_0 = \frac{2.P_0}{\pi.d.H} \quad .(2.1)$$

onde  $P_0$  é a carga aplicada diametralmente no momento de ruptura,  $d$  é o diâmetro da amostra e  $H$  é a altura da amostra.

O equipamento utilizado, denominado por "hydropulse" no ETH-Z (ver Figura 2.3) possuía sistema de aplicação de cargas do tipo hidráulico, sendo que o registro de dados (cargas e deslocamentos) bem como o controle constante da carga aplicada era realizado em tempo real de maneira informatizada.

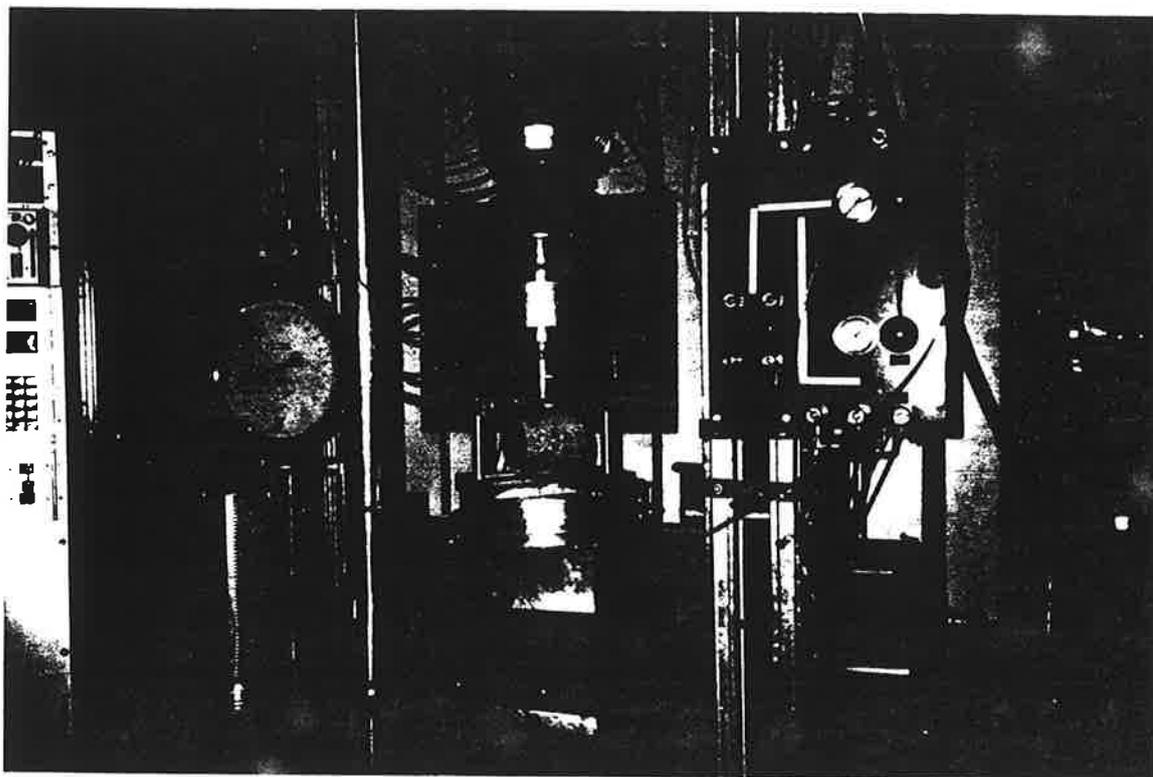
A carga, no caso de ensaios dinâmicos, era aplicada de forma constante e na frequência de 10 Hz, seguindo padrão de testes semelhantes realizados por DAC CHI (1981) no LCPC. Esta frequência de aplicações de carga foi adotada como referência para efeito de comparações de resultados, muito embora variações na mesma não sejam significativas para os testes, uma vez que a BGTC apresenta comportamento quasi-elástico. De fato, DAC CHI (1981) afirma que os efeitos de variações na frequência de aplicações de cargas entre 10 e 100 Hz são negligenciáveis para este material.

A partir da determinação da carga de ruptura para os corpos-de-prova, foram então definidos à priori os níveis de tensão desejados para a realização dos ensaios dinâmicos, de maneira a obter-se três pontos para cada um dos níveis de tensão tendo em vista a dispersão geralmente encontrada em ensaios de fadiga (COPPE, 1988).

O registro de cargas aplicadas, deslocamentos ocorridos e número de ciclos de aplicações de carga ocorreu, como já se referiu anteriormente, de forma automática, sem necessidade de intervenção do operador; no caso do equipamento utilizado, cujo sistema de aplicação de cargas funciona acionado por sistema hidráulico, é possível inclusive obter maior precisão de resultados, uma vez que se está livre das frequentes "perdas de carga" que geralmente ocorrem em equipamentos com funcionamento pneumático. Os testes foram

conduzidos limitando-se o número de ciclos de carga para valores máximos em torno de  $10^6$  repetições, que chegaram a consumir mais de dois turnos diários de trabalho.

Os resultados obtidos permitiram a definição de uma regra básica de comportamento à fadiga para a mistura de BGTC estudada. Esta "curva de fadiga", em termos de tensão controlada, foi definida pela relação existente entre o nível de tensão aplicada à BGTC e o número de repetições de carga que a levam à ruptura.



**Figura 2.3** Equipamento para ensaios de fadiga (hydropulse)  
(Laboratório do IGV no ETH-Z)

## 2.4 Resultados Obtidos

Na sequência são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados com a mistura de BGTC; sua sequência de apresentação espelha a sequência adotada em laboratório para a realização de todos os testes. Neste trabalho o tratamento estatístico dos dados é apresentado sempre de forma sucinta, sendo que para todas as correlações aqui apresentadas os testes de hipóteses (análises de variância) sempre resultaram no sentido de confirmar as funções descritas.

A discussão mais aprofundada destes resultados de maneira a contribuir para uma melhor compreensão do material de pavimentação estudado é apresentada em item posterior, quando então os resultados são confrontados com outras fontes de informação disponíveis na literatura internacional.

### 2.4.1 Ensaios de Compactação

Na Figura 2.4 são apresentadas as curvas de compactação para as britas graduadas tratadas com cimento e britas graduadas simples, utilizando-se agregados de origem granítica e calcária. Como já foi dito, a energia de compactação adotada foi aquela denominada de AASHTO modificada (AASHTO, 1986).

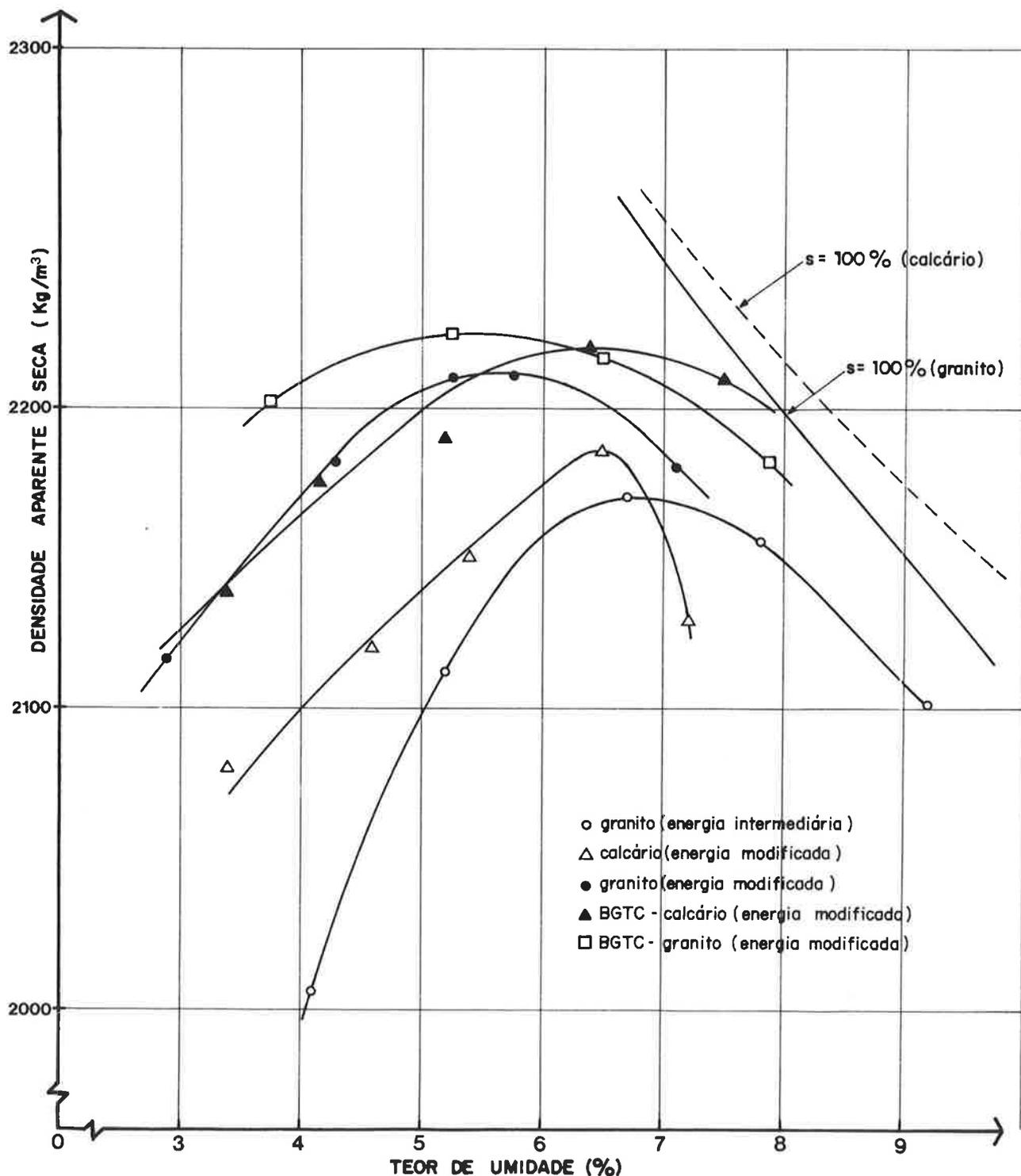


Figura 2.4 Curvas de compactação dos materiais

No caso do granito foi ainda determinada a curva de compactação para a energia intermediária conforme indica a norma brasileira (ABNT, 1990). Esta atitude foi tomada exclusivamente com o intuito de verificar qual seria o teor de umidade ótima neste último caso, uma vez que a relação água/cimento da mistura redundaria em sensíveis alterações na qualidade final do produto. Como se observa, esta diminuição da energia de compactação induz a uma umidade ótima em torno de 6,7 %, portanto cerca de 1,5 % acima daquela obtida com o uso da energia modificada.

De tais curvas observa-se também que, para ambos os agregados estudados, a adição do cimento causa um pequeno mas visível abatimento nas curvas de compactação, o que a princípio sugere, em termos práticos, uma melhor trabalhabilidade do material já que pequenos desvios de umidade em relação à ótima causam menores alterações na densidade de compactação se comparado ao agregado sem cimento.

Além disso, as curvas indicam que a adição de 4 % de cimento Portland em peso contribuem para um pequeno, embora desprezível, ganho de densidade máxima de compactação, sem que ocorram alterações na umidade ótima de moldagem das amostras.

Mas, mecanicamente pensando, como o teor de umidade contribui para o ganho de resistência da mistura ?

#### **2.4.2 Relação Água/Cimento**

Para responder à questão formulada foram realizados testes preliminares de resistência à compressão simples e de módulo de elasticidade em compressão com amostras de BGTC, compostas por granitos e calcários, moldados em diversos teores de umidade e com idade de 28 dias. Na Figuras 2.5 e 2.6 são apresentados os diversos resultados obtidos destes testes iniciais.

Ficou evidente que a relação água/cimento (A/C) que leva a mistura ao maior nível de resistência é inferior àquela relação A/C definida pela umidade ótima de compactação. Em outras palavras, para ambos os agregados a umidade ideal de compactação, na hipótese de se adotar o critério de máxima resistência para a especificação da mistura, deveria encontrar-se entre 1,5 a 2 % abaixo daquela umidade dita ótima de compactação, conduzindo a uma relação A/C recomendável inferior àquela resultante da especificação para BGTC da ABNT (1990).

Nesta situação de compactação, a densidade resultante não atingiria 100 % daquela obtida como máxima para a energia modificada; seria entretanto superior a 99 % da mesma. Daqui surge o dilema de optar por maior resistência ou por maior densidade, sendo tal fato crucial para o desempenho da BGTC. Constatado este comportamento, no desenvolvimento deste trabalho optou-se pelas misturas apresentando relações A/C que garantissem a maior resistência possível ao produto final.

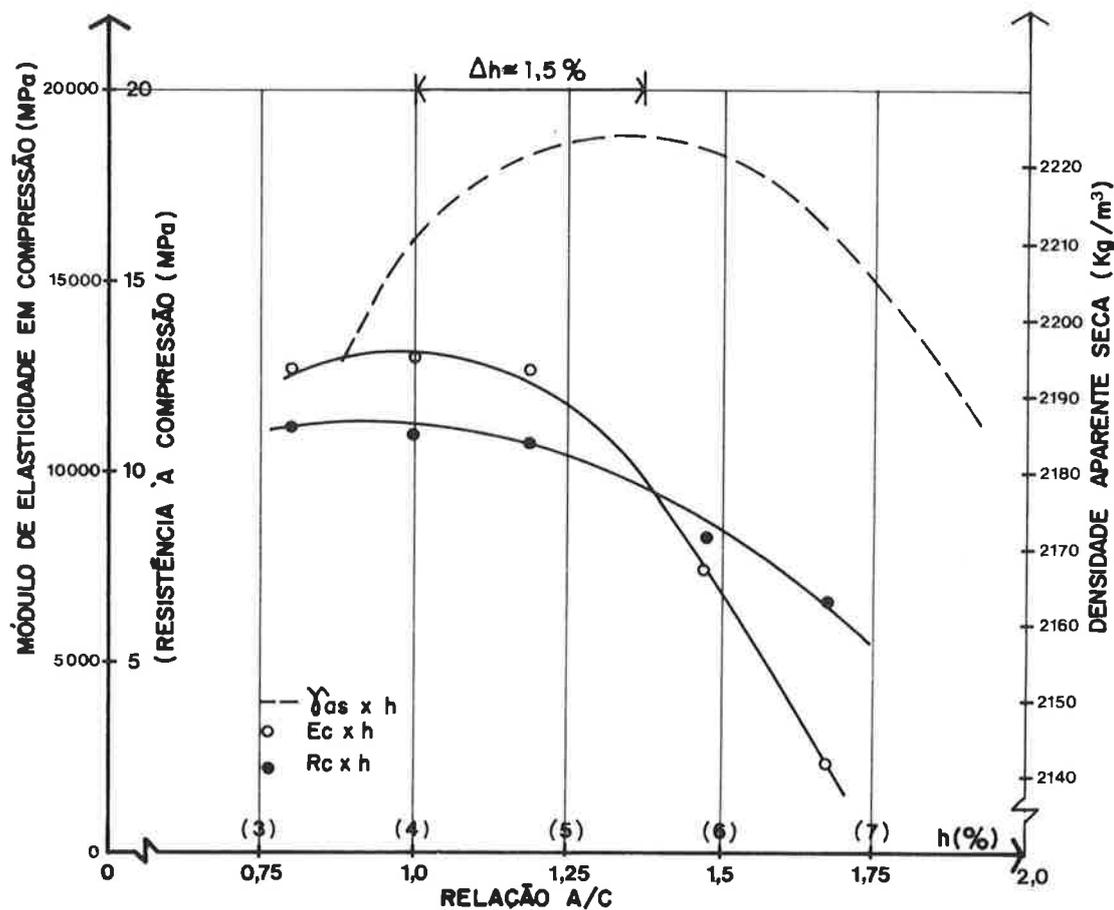


Figura 2.5 Resistências e módulos de elasticidade para diversas relações A/C (granito)

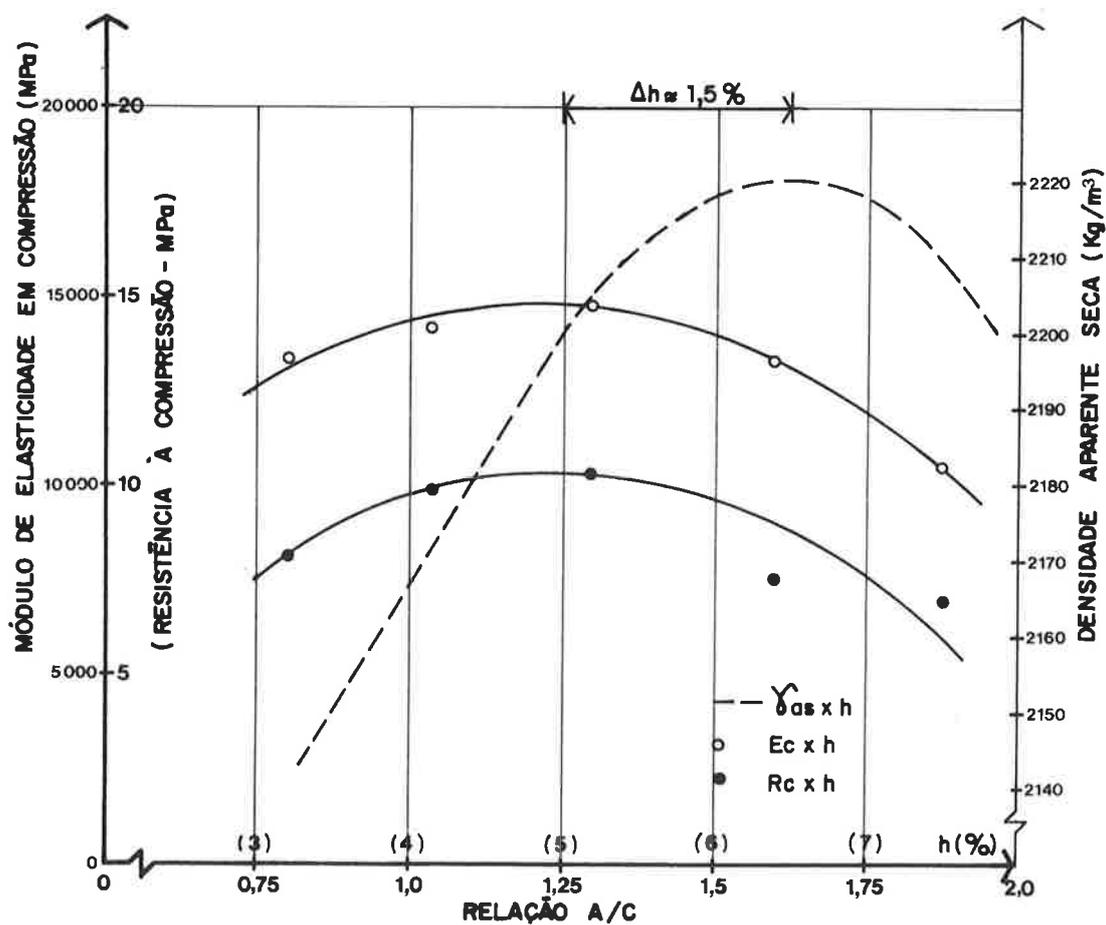


Figura 2.6 Resistências e módulos de elasticidade para diversas relações A/C (calcário)

### 2.4.3 Módulo de Elasticidade

Os ensaios de módulo de elasticidade em compressão e em tração foram realizados com amostras cujas idades atingiram 7, 28 e 56 dias. Tais ensaios foram realizados imediatamente antes dos ensaios de resistência à compressão simples e à tração direta para os respectivos corpos-de-prova. Os testes permitiram a determinação de módulos secantes e tangentes para todos os casos estudados.

#### 2.4.3.1 Em Compressão

Na Tabela 2.5 são indicados os valores obtidos para o módulo de elasticidade em compressão, tangente e secante, para as idades de cura mencionadas. A representação gráfica desses valores é apresentada na Figura 2.7.

Idade da Amostra (dias)	n	Módulo Secante			Módulo Tangente			
		$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)	n	$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)
7	13	13.471	1.615	12,0	13	14.955	647	4,3
28	20	20.134	2.537	12,6	19	21.130	2.606	12,3
56	25	20.190	783	3,9	25	21.185	508	2,4

n = número de elementos da amostra;  $\mu$  = média das amostras;  
s = desvio-padrão; cv = coeficiente de variação

Tabela 2.5 Módulo de elasticidade em compressão da BGTC

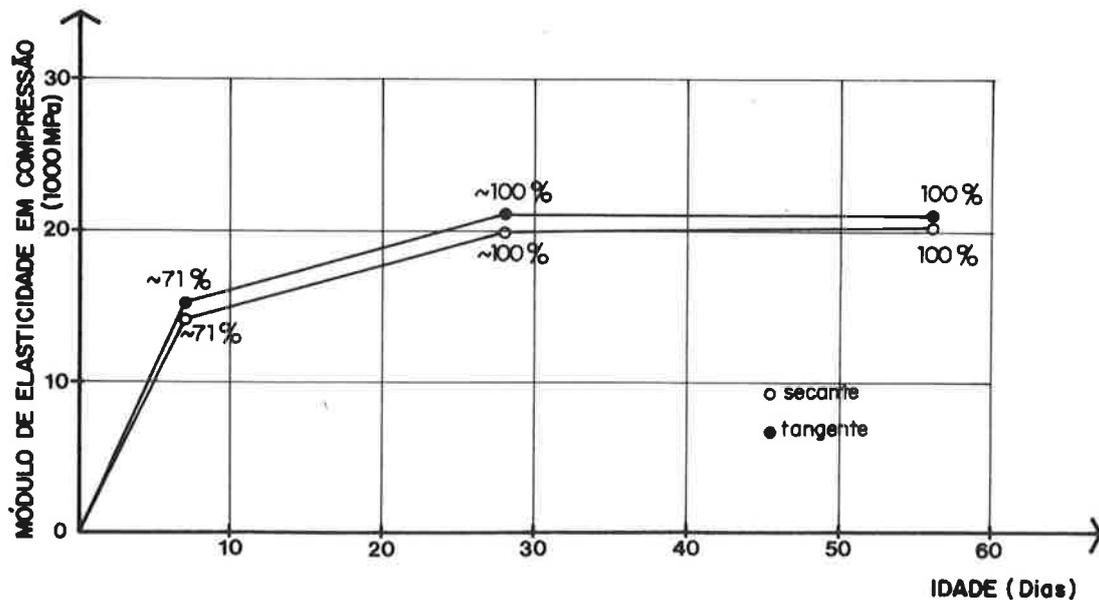


Figura 2.7 Evolução dos módulos de elasticidade em compressão

Da representação gráfica dos resultados observa-se que não ocorrem melhorias significativas do valor do módulo em questão entre as idades de 28 e 56 dias. Ainda que adotado um critério pessimista de que os valores característicos fossem dados pela média subtraída do desvio-padrão, chegar-se-ia à conclusão de que o módulo de elasticidade em compressão (secante) aos 28 dias teria atingido mais de 90 % do valor de referência aos 56 dias de idade.

Em outras palavras, a melhoria de tal propriedade do material não seria muito significativa, para finalidades práticas, após os 28 dias de idade da mistura compactada. Entretanto, os resultados indicados são significativos no que diz respeito aos elevados valores alcançados para esta propriedade elástica da BGTC.

#### 2.4.3.2 Em Tração

Os ensaios de módulo de elasticidade em tração foram realizados exclusivamente com corpos-de-prova destinados à testes posteriores de ruptura por tração direta. Na Tabela 2.6 são indicados os valores obtidos para este parâmetro para várias idades de amostras, que encontram-se representados graficamente na Figura 2.8.

Idade da Amostra (dias)	n	Módulo Secante			n	Módulo Tangente		
		$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)		$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)
7	2	13.782	1.194	8,7	3	16.051	366	2,3
28	20	20.224	1.099	5,4	20	22.906	2.041	8,9
56	25	22.007	1.395	6,3	20	23.233	1.328	5,7

n = número de elementos da amostra;  $\mu$  = média das amostras;  
s = desvio-padrão; cv = coeficiente de variação

Tabela 2.6 Módulo de elasticidade em tração da BGTC

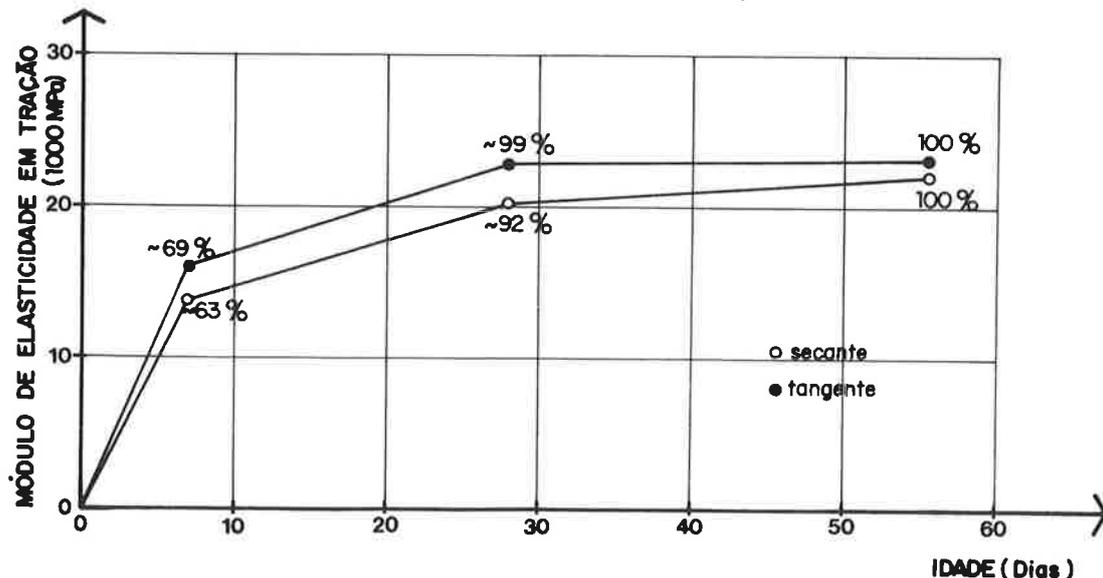


Figura 2.8 Evolução dos módulos de elasticidade em tração

Novamente constata-se que, para o caso do módulo de elasticidade em tração, pouco ganho de magnitude ocorre entre as idades de 28 e 56 dias da BGTC.

#### 2.4.4 Resistência à Compressão

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados com corpos-de-prova com idades de 7, 28 e 56 dias. Na Tabela 2.7 são indicados os resultados obtidos, estando tais valores já corrigidos conforme discutido na metodologia apresentada; a representação gráfica de tais resultados encontra-se na Figura 2.9.

Idade da Amostra (dias)	n	Resistência à compressão simples		
		$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)
7	5	8,08	0,73	9,0
28	5	13,25	0,79	6,0
56	5	13,68	0,53	3,9

n = número de elementos da amostra;  $\mu$  = média das amostras;  
s = desvio-padrão; cv = coeficiente de variação

Tabela 2.7 Resistência à compressão simples da BGTC

Como se constata através dos valores apresentados, há pouco ganho de resistência à compressão após os 28 dias de idade das amostras de BGTC, fato coerente com os respectivos resultados para o módulo de elasticidade em compressão. Todos os corpos de prova submetidos à testes de compressão simples apresentaram ruptura do tipo colunar, conforme designação adotada pela ASTM (1992).

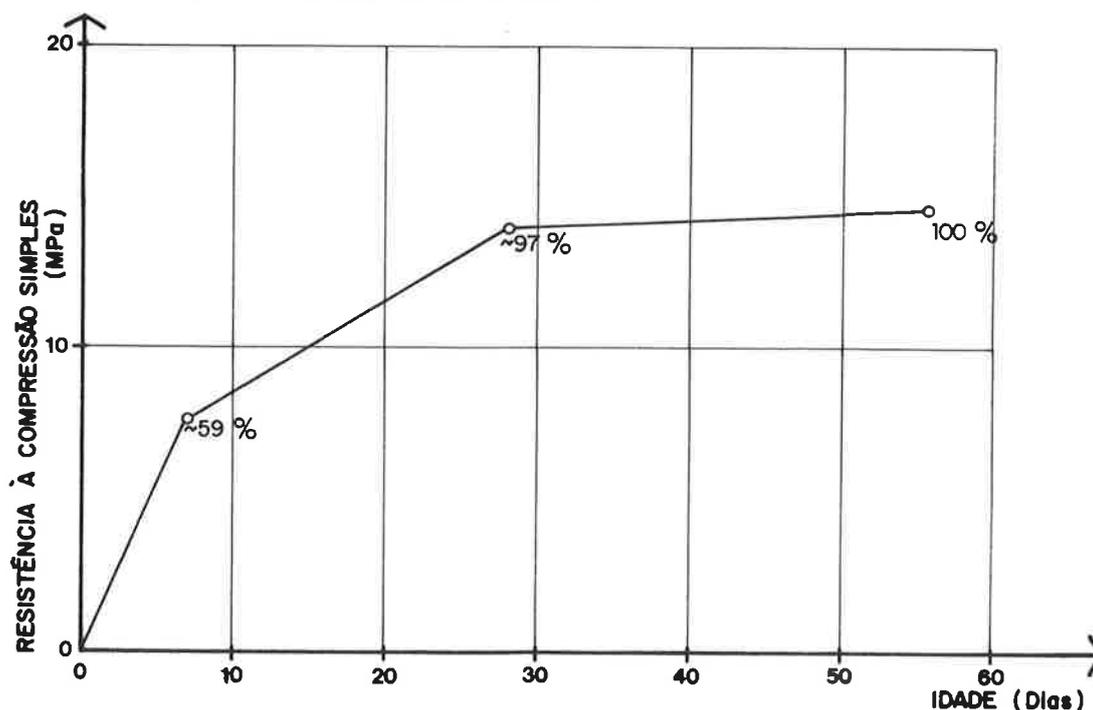


Figura 2.9 Evolução das resistências à compressão

## 2.4.5 Resistência à Tração

A resistência à tração da mistura de BGTC estudada foi aferida através de ensaios de tração direta e também de forma indireta, através do ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro), para a idade de 56 dias. Algumas dificuldades foram encontradas na determinação deste parâmetro através de ensaios diretos, fato que é discutido na sequência.

### 2.4.5.1 Direta

A complexidade deste ensaio com amostras de BGTC foi constatada a partir dos resultados obtidos para 7 dias de idade das amostras, mal ocorrera o final do período de cura, com valores de tensão de ruptura tão baixos que dificultaram a plotagem de diagramas esforço x deslocamento (valor médio de 0,16 MPa).

Intuitivamente acreditava-se que tais valores eram muito pequenos e não representativos da mistura como um todo. Era de se esperar também que a ruptura dos corpos-de-prova ocorresse à meia-altura, numa seção central do corpo-de-prova, para que a resistência à tração resultante pudesse ser considerada como representativa para o material (RAAD et al, 1977); hipótese esta reforçada através de estudos realizados por BAZANT & CEDOLIN (1992) com base em conceitos da Mecânica de Fraturas, como condição essencial para a aceitação do resultado do ensaio.

Na Figura 2.10 é apresentada a situação de ruptura ocorrida para amostras com 7 dias de idade, onde fica evidenciada uma condição geral de ruptura em seção transversal muito próxima à extremidade superior dos corpos-de-prova. Durante o amadurecimento da questão em laboratório, ficou clara a existência de heterogeneidades intrínsecas no que tange às prováveis diferenças entre densidades de compactação em alturas diferentes de um mesmo corpo-de-prova, o que afetaria o valor da resistência ao longo de uma vertical.

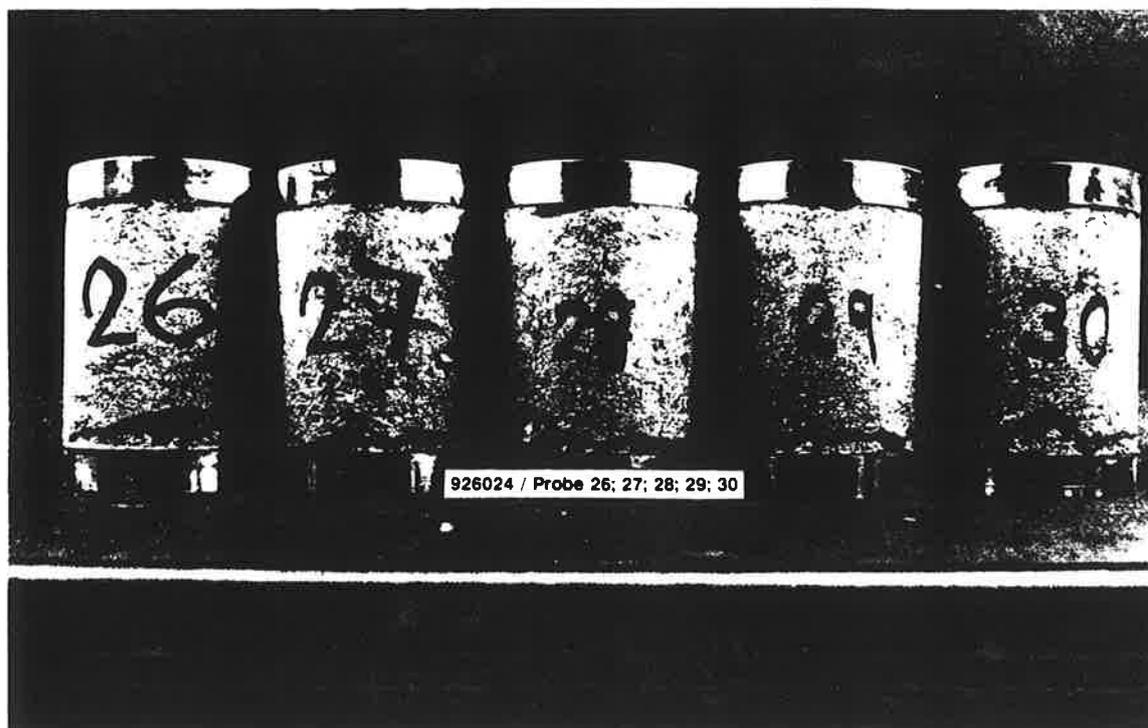


Figura 2.10 Situação de ruptura de corpos-de-prova aos 7 dias (gentileza: TFB)

Este fato, intuitivamente aceito, foi comprovado através de estudos experimentais de SIDOROFF et al (1967), quando compactando mistura de BGTC em cilindros do tipo CBR e na energia modificada, a densidade da amostra na zona superior de arrasamento, resultou em  $1.900 \text{ kg/m}^3$  contra os  $2.270 \text{ kg/m}^3$  médios para as demais profundidades (estudos realizados com auxílio de ensaios gama-densimétricos).

SIDOROFF et al (1967) indicam ainda que devido a esta condição, ocorrem nos corpos-de-prova superfícies transversais de menor resistência à tração, invalidando assim os ensaios de tração direta. Uma forma de contornar tal problema seria a moldagem de corpos-de-prova com seção central estrangulada, de forma a se forçar o rompimento do mesmo nesta região durante um ensaio de tração.

De acordo com FUSCO (1976), durante ensaios à tração direta com corpos-de-prova de concreto, o plano de fratura do material localiza-se de maneira aleatória na seção de menor resistência. Considerando-se as limitações do processo de fabricação do corpo-de-prova de BGTC, por compactação do tipo Proctor da mistura, mais motivos para se aceitar que tais heterogeneidades evidenciaram-se.

Como tentativa de elucidar a questão, resolveu-se elaborar dois planos de corte nos corpos-de-prova, aproximadamente a 20 mm de cada uma das extremidades, de modo que restasse para novos ensaios apenas a região mais central destas amostras. Tal medida mostrou-se eficaz uma vez que os corpos-de-prova assim tratados apresentaram, durante os sucessivos ensaios à tração, ruptura próxima de sua seção central (ver Figura 2.11).

Testes para as duas situações, com corpos-de-prova originais e cortados, foram planejados para as idades de 7 e 28 dias. Entretanto, pelo cronograma do setor de cortes do laboratório, só foi possível ensaiar os corpos-de-prova às idades de 11 e 44 dias. Para idades de 56 dias não houve maiores problemas.

Em que pese tais alterações de datas, face aos fatos expostos, foram consideradas como aceitáveis apenas os resultados obtidos para idades de 11, 44 e 56 dias, que são indicados na Tabela 2.8 e representados graficamente na Figura 2.12. Valores de resistência à tração aos 7 e 28 dias estimados através de interpolação linear destes resultados, levam a 0,55 MPa e 1,01 MPa, respectivamente.

Idade da Amostra (dias)	n	Resistência à tração direta		
		$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)
11	3	0,879	0,141	16,0
44	4	1,106	0,061	5,5
56	4	1,222	0,043	3,5

n = número de elementos da amostra;  $\mu$  = média das amostras;  
s = desvio-padrão; cv = coeficiente de variação

**Tabela 2.8** Resistência à tração direta da BGTC

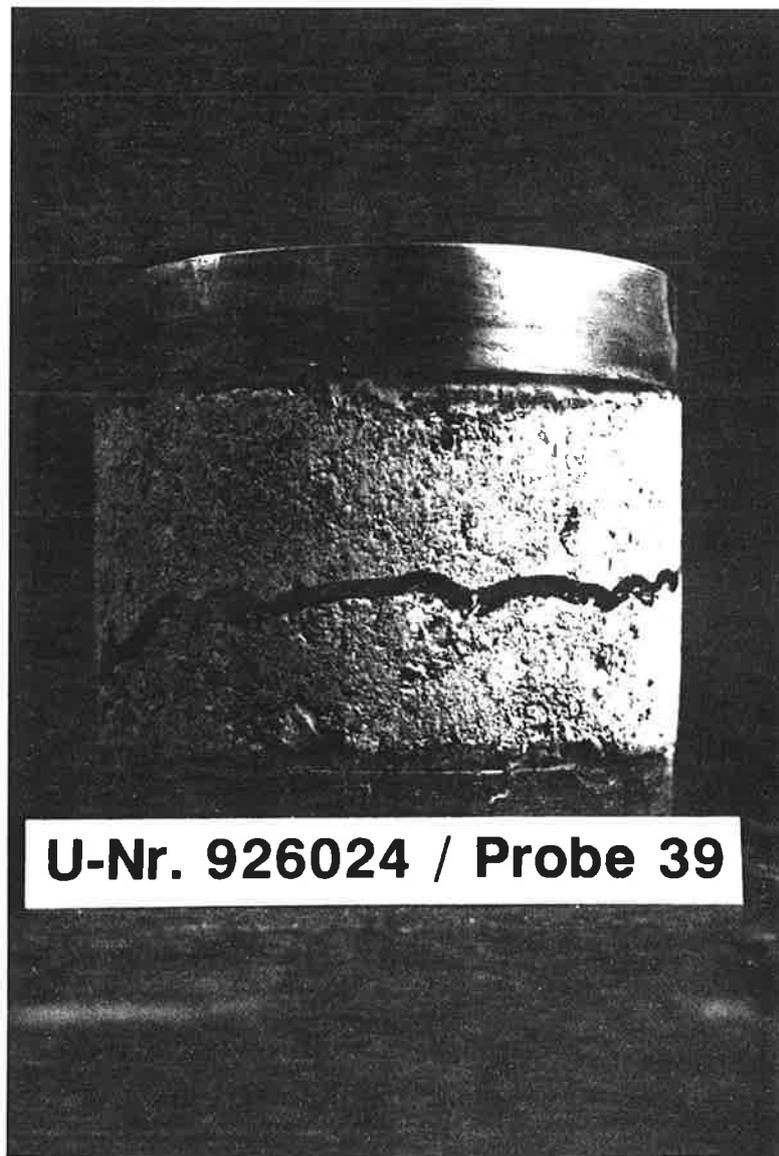


Figura 2.11 Situação de ruptura reduzida à região central (gentileza: TFB)

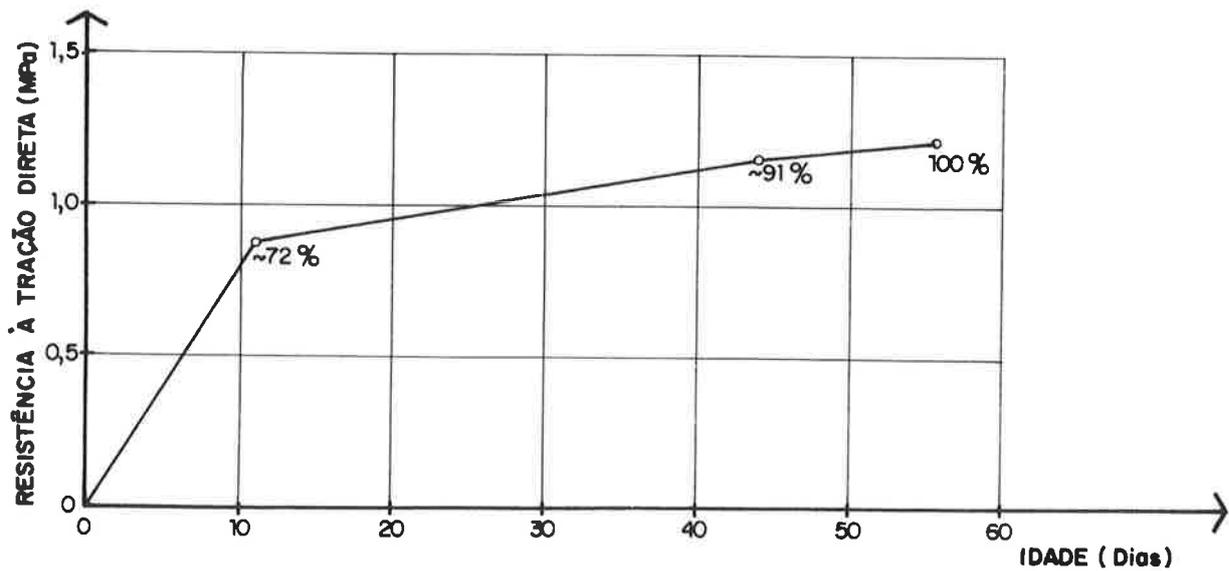


Figura 2.12 Evolução das resistências à tração

### 2.4.5.2 Por Compressão Diametral

Os ensaios de ruptura por compressão diametral foram realizados de forma conjugada com os ensaios de fadiga, sendo apresentados portanto valores obtidos apenas para amostras com idade de 56 dias. A aplicabilidade deste tipo de testes aos materiais estabilizados com cimento é discutida e atestada por KENNEDY & HUDSON (1968) e por DAC CHI & DERKX (1991).

Através dos mesmos foi possível o cálculo da tensão de tração no momento da ruptura, de acordo com a expressão (2.1). Grande precisão na medida das dimensões dos corpos-de-prova foi obtida através da utilização de paquímetros eletrônicos. Os resultados obtidos, para 7 amostras de BGTC, foram:

- Resistência à tração média equivalente a 2,335 MPa;
- Desvio-padrão de 0,350 MPa e coeficiente de variação de 15,0 %.

Face a tais resultados, por comparação, obteve-se a seguinte relação entre valores de resistência à tração direta ( $R_{td}$ ) e resistência à tração pelo ensaio brasileiro ( $R_t$ ), para amostras de BGTC com idades de 56 dias:

$$R_{td} = 0,52.R_t \quad (2.2)$$

Esta discrepância é maior que aquela indicada por FUSCO (1976) para os concretos normais, que possuem uma relação  $R_{td} / R_t$  em torno de 0,85. Tal fato é explicável, como já se fez referência, às inevitáveis diferenças entre os processos de vibração do concreto e de compactação da BGTC. Deve ser recordado ainda que o plano de fratura de um corpo-de-prova submetido ao ensaio brasileiro é simples consequência das condições de arranjo do teste, obrigando a amostra a romper num plano diametral que contém o vetor de carga.

A princípio, por analogia entre os diversos resultados de ganho de resistência e de módulo de elasticidade com a idade, a relação (2.2) pode ser considerada válida para as demais idades, por exemplo, de 7 e 28 dias. Embora intuitivamente certa, esta afirmação deverá ser confirmada através de estudos futuros.

### 2.4.6 Comportamento à Fadiga

Os estudos experimentais sobre o comportamento à fadiga da BGTC foram conduzidos através de testes sobre treze corpos-de-prova considerados idênticos no que tange ao processo de fabricação da mistura, compactação, cura e idade dos corpos-de-prova.

Os testes laboratoriais foram simulados de maneira a se trabalhar com cinco níveis de tensões diferentes, para que fosse possível a definição do número de ciclos de carga permissíveis até a ruptura do material entre 1 e 1.000.000 de repetições de carga. Como já se discutiu, os ensaios foram conduzidos de modo que os corpos-de-prova fossem solicitados a tensões de tração constantes (ensaio a tensão controlada).

Com base nos resultados obtidos foi possível estabelecer correlação entre os níveis de tensão aplicados ( $\sigma_n$ ) e os correspondentes logaritmos dos números de ciclos de cargas ocorridos até cada ruptura, com relativo grau de confiança, conforme representada na Figura 2.13, cuja equação resultou:

$$\sigma_n = 2,273 - 0,060 \cdot \log N \quad (2.3)$$

com  $r = 0,871$ , e desvio-padrão de 0,064 MPa, para 13 pontos.

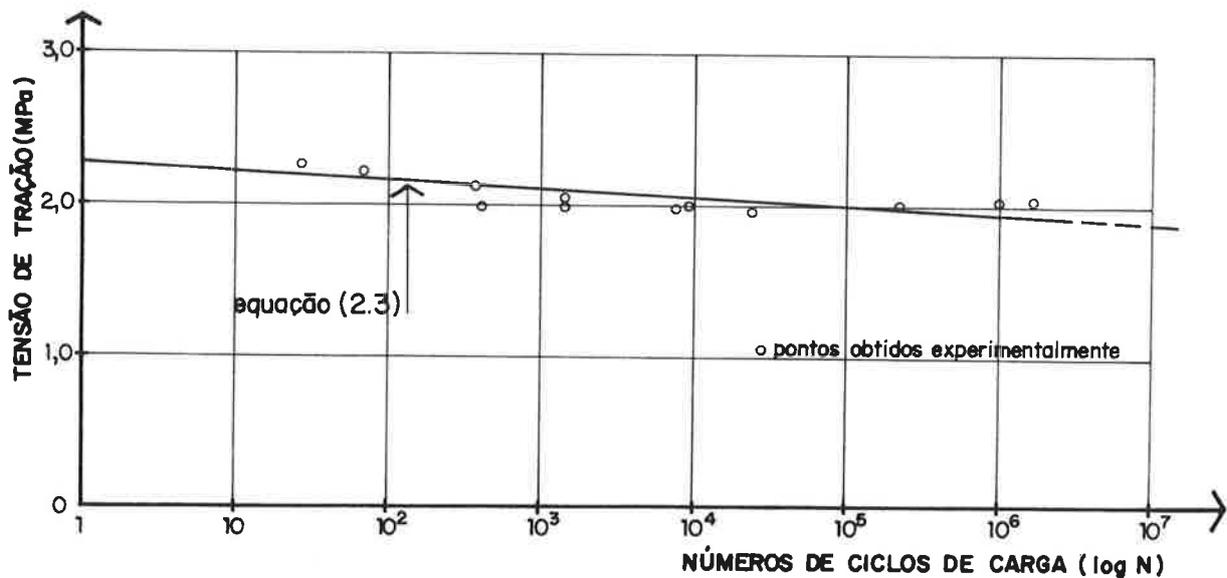


Figura 2.13 Comportamento à fadiga em função do nível de tensão

Esta relação entre parâmetros pode também ser representada sob a forma de uma relação de tensões, cuja vantagem principal sobre a equação (2.3) é de eliminar o tipo de resistência à tração determinada, consequência do tipo de ensaio adotado. Neste caso ter-se-á a seguinte função:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_0} = 0,973 - 0,026 \cdot \log N \quad (2.4)$$

com  $r = 0,871$  e desvio-padrão de 0,027, para 13 pontos, onde  $\sigma_0$  é a tensão de ruptura obtida no ensaio estático.

Considerada a dispersão inerente a este tipo de teste, pode ser adotada a correlação mais pessimista para os resultados, adotado um índice de confiança de 99,99 %, que levaria à equação:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_0} = 0,874 - 0,051 \cdot \log N \quad (2.5)$$

As equações (2.4) e (2.5) são representadas graficamente na Figura 2.14.

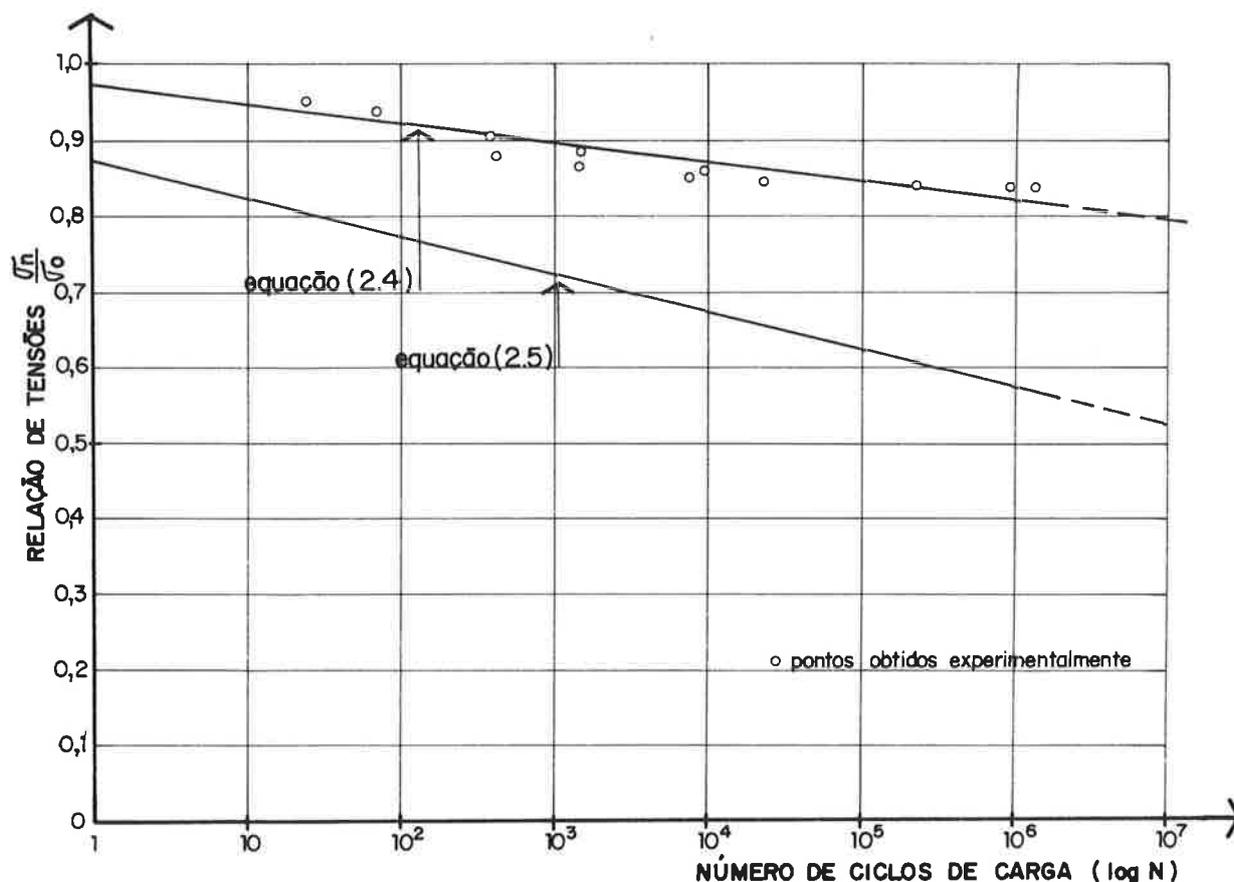


Figura 2.14 Comportamento à fadiga em função da relação de tensões

A equação (2.4) de correlação entre os parâmetros pode ainda ser escrita de maneira mais formal, forçando-se matematicamente a passagem da reta pelo ponto obrigatório ( $\sigma_n/\sigma_0=1$ ;  $N=1$ ), através de uma simples mudança de coordenadas, o que resulta em:

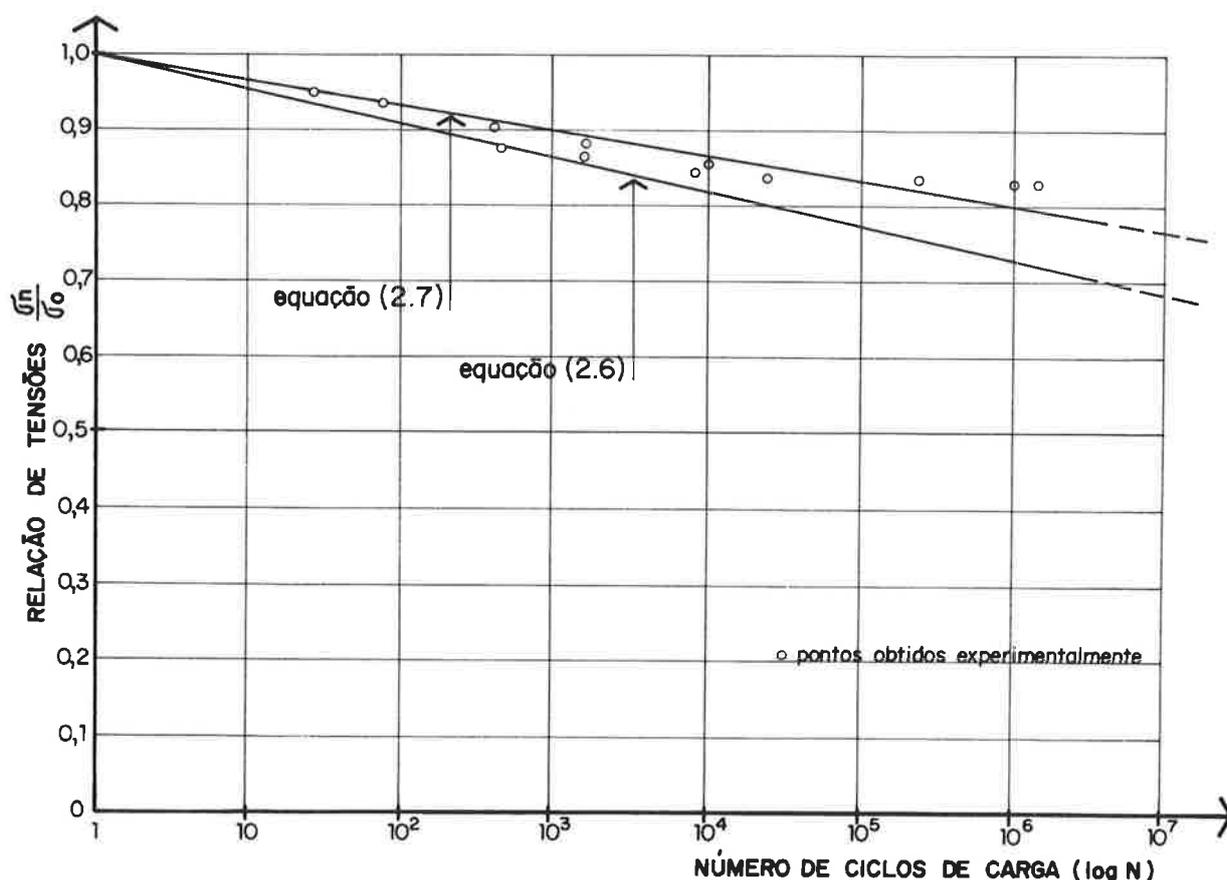
$$\frac{\sigma_n}{\sigma_0} = 1 - 0,032 \cdot \log N \quad (2.6)$$

com  $r = 0,838$  e desvio-padrão de 0,029, para 13 pontos.

Impondo-se a hipótese mais pessimista, com grau de confiança de 99,99 %, a correlação descrita pela equação (2.6) será:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_0} = 1 - 0,044 \cdot \log N \quad (2.7)$$

As equações (2.6) e (2.7) são representadas graficamente na Figura 2.15. Na Figura 2.16 são representadas simultaneamente as equações (2.4) e (2.6), de onde se conclui que para finalidades práticas descrevem curvas semelhantes.



**Figura 2.15** Comportamento à fadiga em função da relação de tensões (curvas ajustadas pela origem)

Com relação às equações (2.5) e (2.7), renomeando-as de relações RT1 e RT2 respectivamente, e comparando-se ambas na faixa de  $10^6$  a  $10^8$  repetições de carga, verifica-se que RT1/RT2 varia entre 77 % e 72 % dentro destes limites.

Em outras palavras, RT1 exige, para finalidades pragmáticas, que a relação de tensões seja inferior àquela indicada por RT2, para que a BGTC sofra a fadiga a  $10^6$  ciclos de carga, razão pela qual a equação (2.5) pode ser dita a mais pessimista dentre as anteriormente descritas, e portanto a mais favorável quanto à segurança, dado o grau de incerteza sempre presente nas relações de fadiga de materiais não homogêneos.

Com estas relações é possível a descrição ordenada do número de repetições de carga permissíveis para uma dada relação de tensões esperada para a BGTC, conforme ilustrado na Tabela 2.9, com auxílio da equação (2.5).

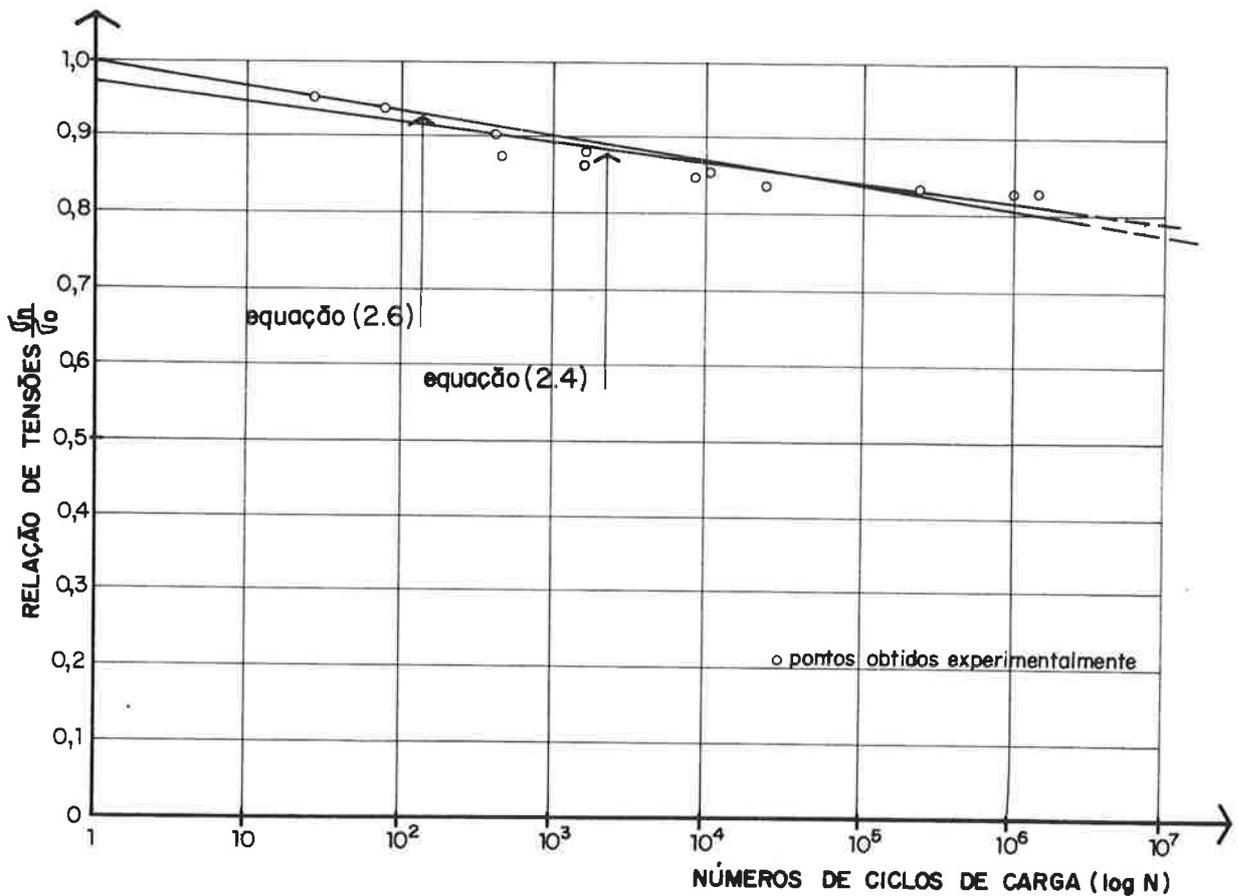


Figura 2.16 Comportamento à fadiga em função da relação de tensões (comparação entre curva direta e curva ajustada pela origem)

$\sigma_n/\sigma_0$	N
0,40	$2,0 \cdot 10^9$
0,45	$2,1 \cdot 10^8$
0,50	$2,2 \cdot 10^7$
0,55	$2,3 \cdot 10^6$
0,60	$2,4 \cdot 10^5$
0,65	$2,5 \cdot 10^4$
0,70	$2,6 \cdot 10^3$
0,75	$2,7 \cdot 10^2$
0,80	$2,8 \cdot 10^1$
0,85	3,0
0,90	-
0,95	-

Tabela 2.9 Números de ciclos de carga permissíveis para a BGTC

## 2.5 Discussão dos Resultados

Na sequência é realizada a discussão dos resultados obtidos, de maneira a consolidar os diversos conceitos oriundos da interpretação dos estudos experimentais realizados. Com base nesta interpretação e na literatura internacional existente é buscado um melhor entendimento de questões advindas durante a realização dos diversos ensaios descritos, além da confirmação de alguns resultados.

### 2.5.1 Efeitos do Teor de Água na Mistura

A partir da análise das superfícies de ruptura de corpos-de-prova submetidos a esforços de tração, pode-se verificar que a regra geral de fratura do material é que a mesma ocorre na interface de contato da pasta de cimento endurecida com os agregados (ver Figura 2.17). Além deste fato foi constatado que os agregados de pequeno diâmetro apresentam ligações aparentemente mais fracas com a pasta de cimento, existindo maior facilidade de remoção dos mesmos da superfície fraturada.

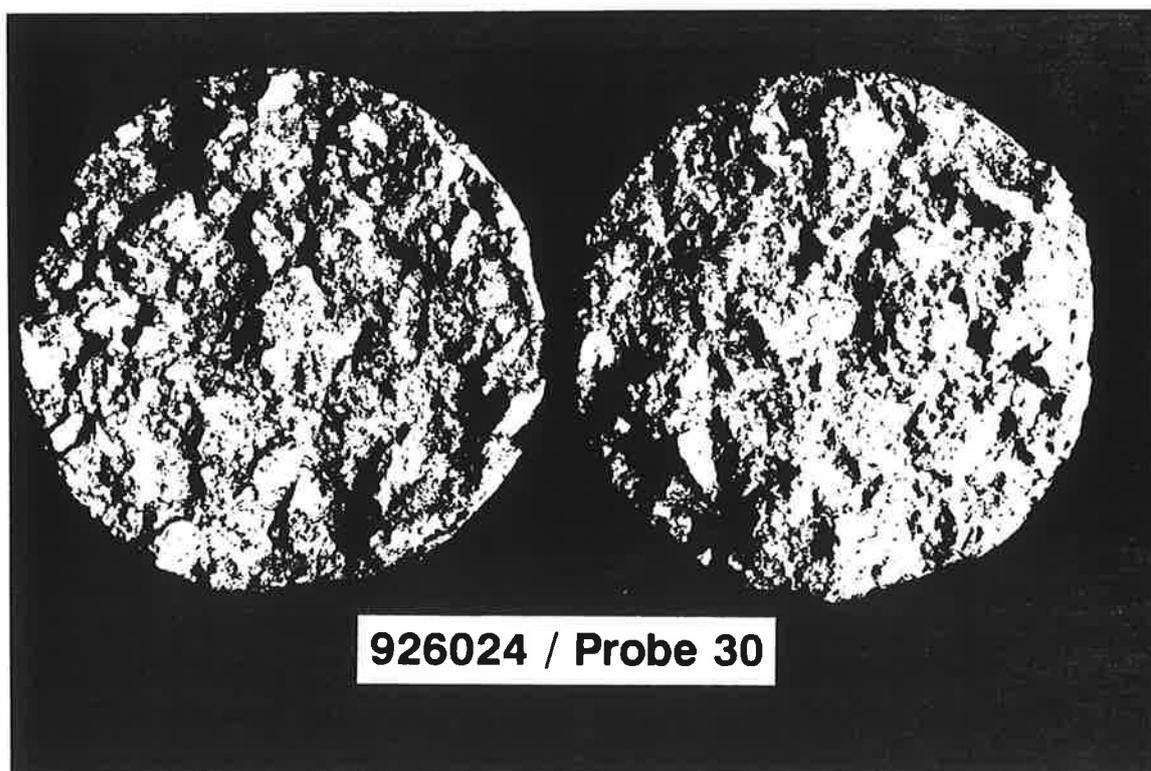


Figura 2.17 Superfície de ruptura à tração de um corpo-de-prova (gentileza: TFB)

Por analogia ao concreto e considerada a pequena quantidade de pasta existente na mistura de BGTC, decorrente do baixo teor de cimento, pode-se entender tal constatação através dos estudos de FARRAN (1956), em que esse autor supõe que grande parte da aderência mecânica entre a pasta de cimento e os agregados venha a ocorrer preferencialmente devido às rugosidades presentes na superfície destes últimos. As ligações mais fortes ocorreriam nos pontos de contato onde as partículas finamente

cristalizadas do cimento hidratado preencheriam as protuberâncias e as rugosidades dos agregados.

A natureza íntima destas ligações, segundo JAVELAS et al (1975), quando se trata de agregados onde a calcita e o quartzo estejam presentes, seria provavelmente atribuída à formação de silicato de cálcio hidratado, ou algum derivado deste, nas proximidades dos referidos minerais. Entretanto, seria extremamente complexo descer mais a fundo neste tipo de observação, dadas as inúmeras controvérsias existentes a respeito das ligações entre a pasta de cimento e os agregados, ainda remanescentes para os concretos, como discutem STRUBLE & SKALNY (1980).

Por outro lado, seguindo outra linha de raciocínio, encontra-se certa convergência entre pesquisadores de que a resistência à tração da interface cimento-agregado é inferior àquela da pasta de cimento (apud STRUBLE & SKALNY, 1980), além do que a textura de superfície do agregado tem relevante influência nas propriedades mecânicas do concreto (FARRAN, 1956; PERRY & GILLOTT, 1977), mais do que a natureza do agregado propriamente dita.

Mas toda esta discussão torna-se complexa na medida em que, como afirma RENKEN (1992), o estudo da adesão entre a pasta de cimento e os agregados cria um novo ramo da pesquisa tecnológica, denominado de "Mecânica da Aderência", dependente das teorias da termodinâmica, química, mecânica e da orientação molecular.

No caso em estudo, através de simples ensaios mecânicos, constatou-se uma sensível alteração da resistência à compressão da BGTC em função da variação do teor de umidade da mistura (ou da relação A/C). Face a esta constatação, buscou-se um entendimento mais apropriado, ainda que limitado, de prováveis causas para a ocorrência deste fenômeno, uma vez que para as várias relações A/C utilizadas nos estudos preliminares, descontada a água de adsorção dos agregados, haveria sempre água suficiente para a hidratação do cimento.

Foi decidida então a realização de exames microscópicos em seções finas de BGTC (com espessura de  $1/30 \mu\text{m}$ ) completados 42 dias de idade de dois corpos-de-prova, com agregados calcários, moldados respectivamente na umidade ótima de compactação (amostra A) e nas proximidades daquela umidade que revelou maiores resistências mecânicas (amostra B). Tais exames resultaram nos indicadores apresentados na Tabela 2.10. Nas Figuras 2.18 e 2.19 são apresentadas em detalhes as estruturas microscópicas destas amostras.

Após a análise destes resultados, concluiu-se que a amostra B apresentava as seguintes características comparadas à amostra A:

- 1- Não aparentava ocorrer excesso de água em oposição ao verificado na amostra A ;
- 2- A densidade da pasta de cimento na interface era mais homogênea (havia uma menor porosidade);
- 3- A capilaridade da pasta de cimento era sensivelmente inferior;
- 4- As ligações entre a pasta de cimento e os agregados eram mais fortes.

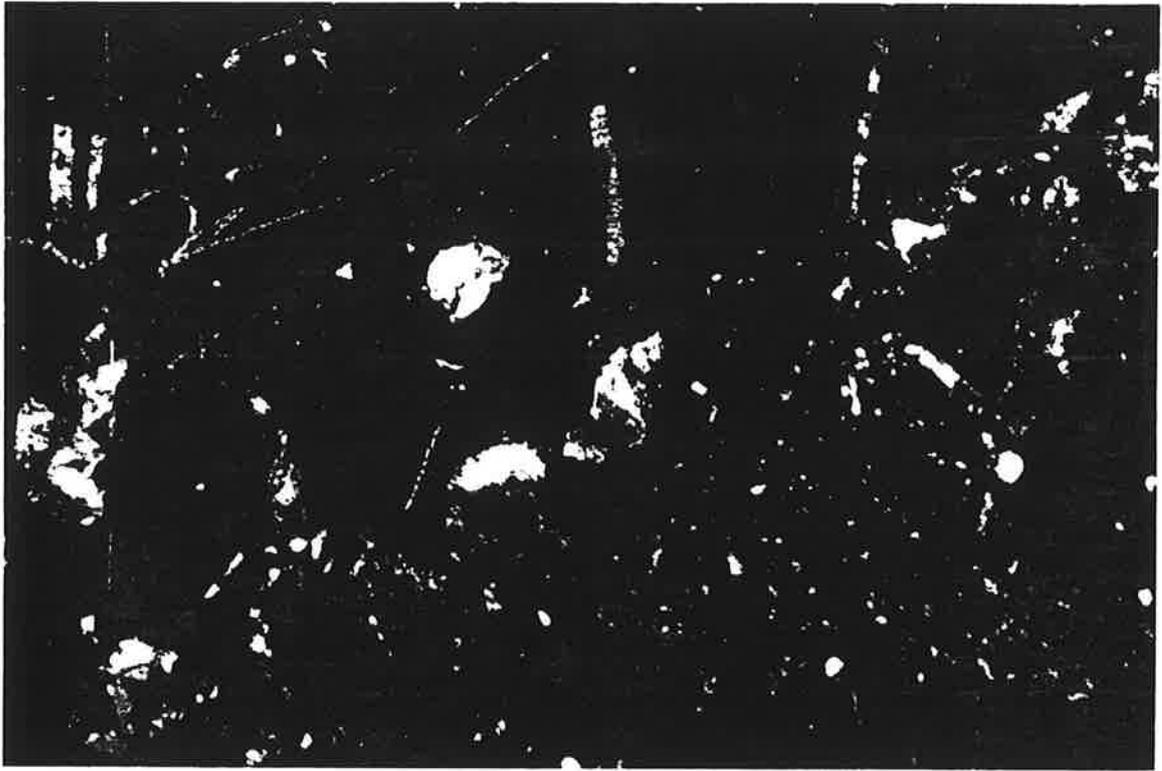
Por conseguinte, a amostra B revelou-se com dosagem aparente de cimento maior e também com melhor compactação aparente, embora com relação à porcentagem de cimento total, a amostra A, teoricamente, apresentasse uma melhor hidratação do cimento.

CARACTERÍSTICA OBSERVADA	AMOSTRA A	AMOSTRA B
Umidade de compactação	6,5 %	4,5 %
Relação Água/Cimento	1,44	1,125
Grau de hidratação da pasta de cimento	70 - 85 %	70 - 75 %
Capilaridade da pasta de cimento	muito alta	média / alta
Densidade ótica da pasta por luz fluorescente	muito baixa	média / baixa
Macroporosidade (> 1 $\mu$ m)	média / alta	alta
- poros resultantes da compactação	± frequentes	frequentes
- vazios	raros	raros
- aglomeração de vazios	não	não
Ligação entre pasta e agregados	insuficiente	suficiente
- separação entre pasta e agregados	raros / frequentes	raros
- porosidade elevada	frequente / muito frequente	frequente
Agregados com microfissuras	raros	raros
Agregados com alta porosidade	raros	raros
Fissuras na pasta de cimento		
- comprimento > 5 $\mu$ m	raros / frequentes	raros / frequentes
- comprimento < 5 $\mu$ m	raros	raros
Formação de cristais		
- excesso de Ca(OH) <sub>2</sub>	± frequentes / frequentes	raros / frequentes
- excesso de C-S-H	não	não
- reação alcali-sílica	não	não

**Tabela 2.10** Análise microscópica de seção fina da BGTC

Tais constatações, à luz da tecnologia do concreto, indicam que para a BGTC preparada com teor de umidade abaixo daquele considerado como ótimo de compactação, grandes vantagens ocorrem para a pasta de cimento endurecida, como uma maior homogeneidade e menor porosidade, com visíveis melhorias para a interface de contato entre esta e os agregados. Esta maior homogeneidade certamente contribuiria para a melhoria das propriedades mecânicas do produto final.

COM LUZ POLARIZADA

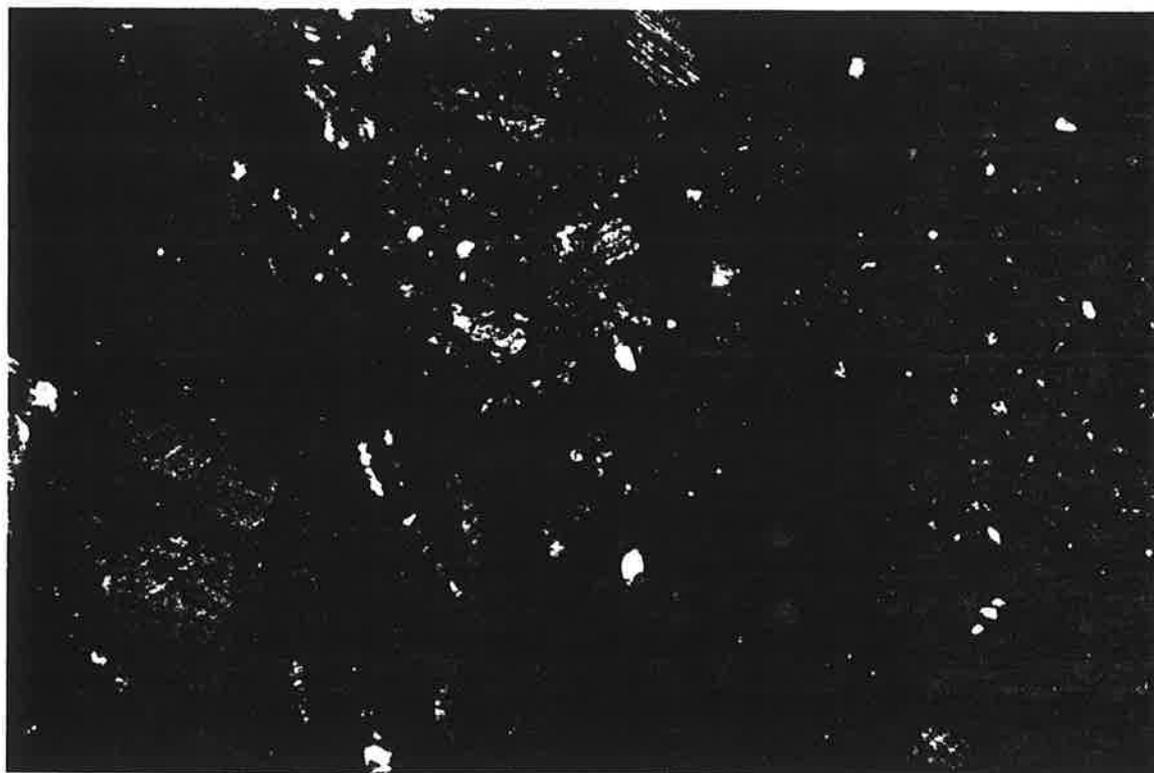


COM LUZ FLUORESCENTE



Figura 2.18 Seção fina da amostra A aumentada 25 vezes (gentileza: TFB)

COM LUZ POLARIZADA



COM LUZ FLUORESCENTE

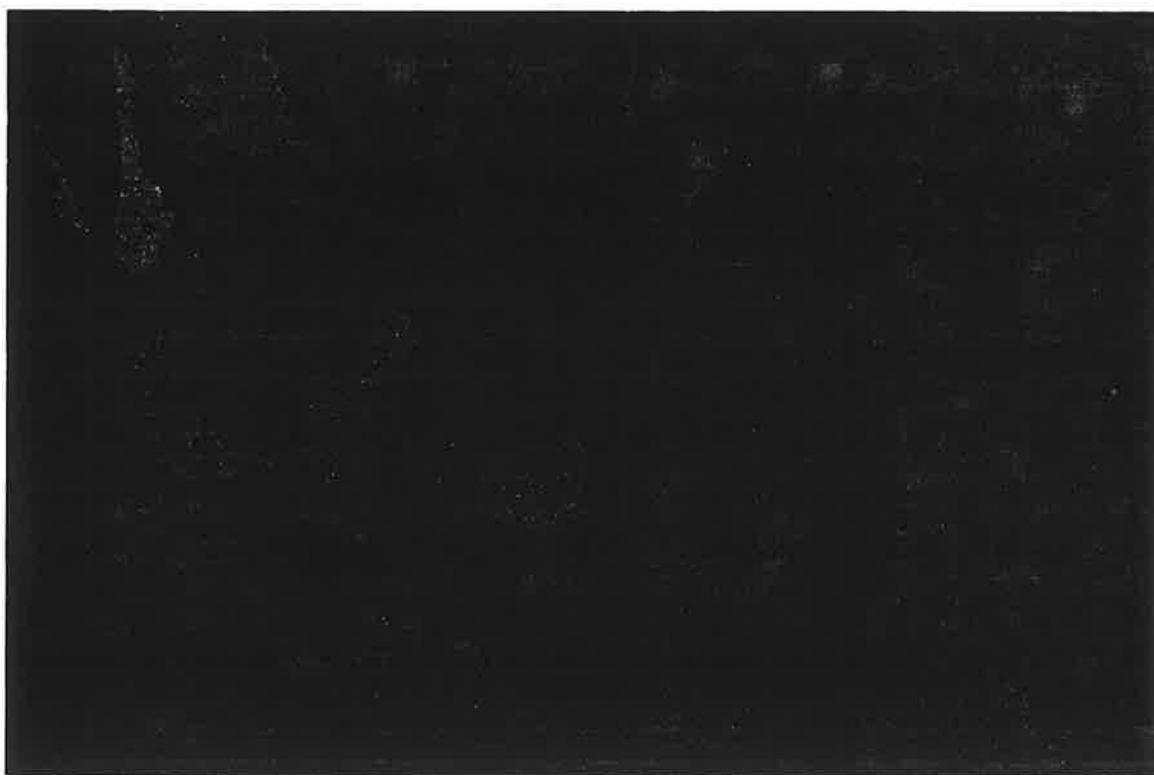


Figura 2.19 Seção fina da amostra B aumentada 25 vezes (gentileza: TFB)

O efeito de variações na relação A/C verificados presentemente podem ser entendidos sob dois enfoques diferentes, entretanto complementares. Uma maior quantidade de água na mistura como um todo, do ponto de vista de compactação, teria como consequência, a partir de um dado limite (tomado como a umidade ótima), a diminuição da densidade do material quando então os vazios passam a ser preenchidos pela água, que gradualmente causaria o afastamento dos grãos.

Mas, como já se mencionou na introdução deste trabalho, a adição de cimento aos agregados cria um novo material para o qual a teoria de compactação por si só não poderia fornecer esclarecimentos completos, uma vez que após a compactação do material outro processo ocorreria inevitavelmente: a hidratação do cimento. Assim, existiriam outras razões para o produto final apresentar-se mais homogêneo, com menor capilaridade e porosidade, que explicariam melhor as diferenças de comportamento mecânico ocorridas.

Primeiramente, quanto maior a quantidade de água na mistura, certamente existirá um maior afastamento entre os grãos de agregados. FAGERLUND (1973) apresenta esquematicamente as diferentes maneiras de variação da porosidade das pastas de cimento Portland, o que é reproduzido na Figura 2.20. Devido a uma maior quantidade de água presente na mistura, ocorrerá também um maior afastamento entre os grãos de cimento, em torno dos quais se desenvolverá o gel de cimento por efeito da hidratação.

Assim ocorrendo, as interpenetrações dos cristais resultantes da hidratação do cimento ocorrerão de forma menos intensa, o que origina maior presença de capilares na pasta de cimento hidratada. Entretanto, a resistência da mistura não dependerá tanto de uma menor porosidade da pasta, mas principalmente da formação de ligações químicas com os agregados e implicitamente, do crescimento dos cristais (FAGERLUND, 1973).

Quando da análise de seção fina por microscopia verificou-se ligações mais fracas entre os agregados e a pasta de cimento, portanto dos cristais oriundos de sua hidratação; certamente isto ocorreu devido à maior distância imposta pela quantidade de água presente na mistura entre os grãos do agregado e também entre os grãos de cimento; conseqüentemente, maiores distâncias entre grãos de cimento e de agregado ocorreram. Em outras palavras, a presença excessiva de água não permitiu uma otimização do contato entre o gel de cimento (cristais desenvolvidos) e agregados, não obstante fossem estes bem graduados e a mistura corretamente compactada.

Outro aspecto a ser considerado é que à medida em que aumenta a relação A/C, parte do excesso de água, no curso do processo de hidratação é eliminado da pasta de cimento e vai alojar-se na superfície dos agregados, criando uma espécie de película d'água envolvente, o que impede o estabelecimento de ligações de boa qualidade entre os grãos dos agregados e os componentes cristalizados do cimento (FARRAN, 1956). Tal comportamento implica em uma variação da relação A/C dentro da própria estrutura da mistura, decrescendo da superfície dos grãos de agregados para o núcleo da pasta de cimento<sup>3</sup> conforme elucidada a Figura 2.21.

---

<sup>3</sup> WILK, W. (1993). Comunicação pessoal.

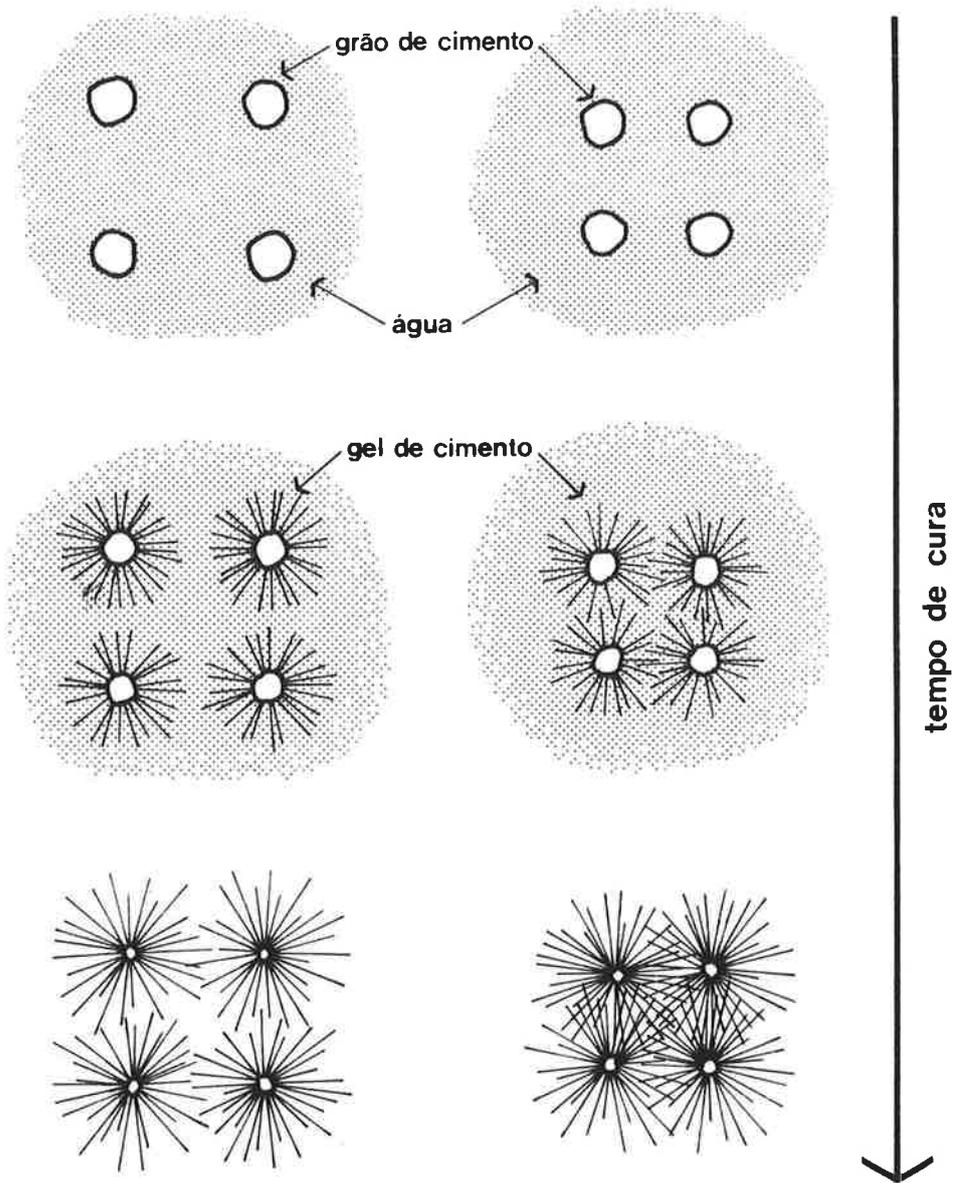


Figura 2.20 Variação da porosidade nas pastas de cimento

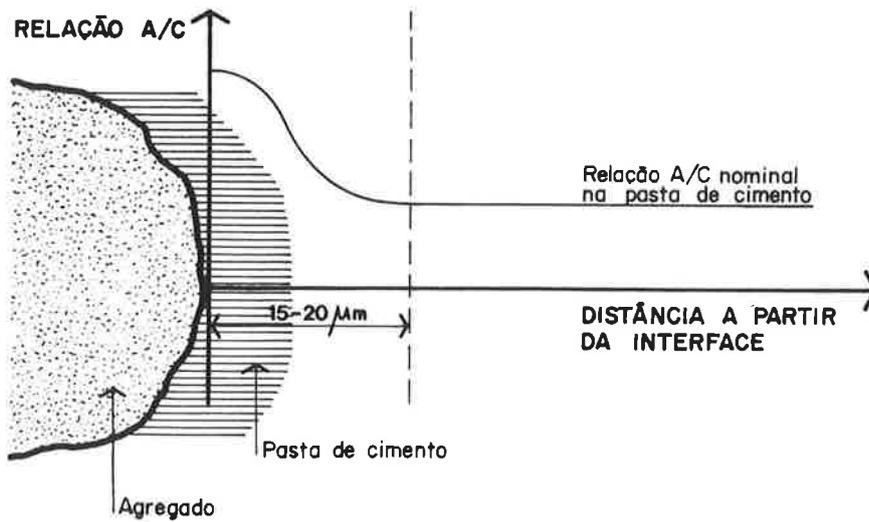


Figura 2.21 Variação da relação A/C na interface pasta-agregado

À medida em que o processo de hidratação evolui a espessura de tal película vai diminuindo, através da nucleação de novos cristais que se formam cada vez mais próximos da superfície dos grãos dos agregados (JAVELAS et al, 1975). É óbvio que este processo ocorre ao longo do tempo e além disso que existe uma quantidade de água necessária e suficiente para a hidratação completa do cimento.

Desta discussão conclui-se, não obstante as diferenças existentes entre processos de vibração e compactação de misturas, que existe um limite para a relação A/C além do qual o produto final, no caso a BGTC, desenvolverá menores resistências, com evidentes perdas do potencial de utilização do cimento como agente ligante. Este limite, conforme demonstrado através de critérios mecânicos e pela análise por microscopia, não coincide com a umidade ótima, encontrando-se ainda no ramo seco da curva típica de compactação da mistura.

Outro aspecto a ser recordado é o controle da retração do material. O ganho de resistência à tração para a BGTC é bastante importante, uma vez que o material possuirá maior capacidade de absorver os esforços impostos. Mas, além disso, é também importante para o controle das trincas por retração, uma vez que este efeito induz tensões no material (CAULEY & KENNEDY, 1973).

Reforçando esta tese de benefícios advindos de mais baixas relações A/C, FETZ (1976), reconhecendo o endurecimento rápido do cimento como indutor de efeitos de retração, indicava, com base em seus estudos experimentais para as misturas estabilizadas com cimento, que se apenas 3/4 do volume de vazios forem preenchidos por água (70 a 80 % de grau de saturação), as microfissuras seriam evitadas, o que possibilitaria uma forma de combate às trincas por retração, não absoluta, mas com excelentes resultados.

ALÈGRE et al. (1977), estudando retardadores de pega para misturas do tipo BGTC, indicam como vantajoso o controle da relação A/C para este material, especialmente no que tange à diminuição dos riscos de fissuração, sejam estas de origem térmica ou higrométrica, esta última em função da redução da quantidade de hidratos que se formariam durante a hidratação do cimento.

BOFINGER & SULLIVAN (1971) indicam que o fator que mais contribui, em todos os sentidos, para o trincamento de bases de pavimentos estabilizadas com cimento, é sua maior ou menor resistência à tração.

Enfim, como a fratura do material ocorrerá com a ruptura das ligações mais fracas, é natural que misturas com relação A/C mais elevada, face aos comentários anteriores, apresentem menor resistência à tração conforme afirmações de STRUBE & SKALNY (1980).

De tudo isto conclui-se que a relação A/C é decisiva para a qualidade do produto final, e sugere-se a adoção dessa relação como um possível critério de dosagem da mistura de BGTC.

Além disso, diante dos resultados, não se recomenda a compactação do material na energia intermediária, pois, nesse caso, além de atingir menor densidade (maior distância entre os grãos) seria necessária uma maior quantidade de água para atingir a umidade ótima como é especificado para a compactação da mistura atualmente no Brasil; e a combinação deste dois fatos simultâneos levaria a menores resistências.

### 2.5.2 Resistências e Módulos de Elasticidade Observados

Uma das primeiras notícias sobre as características mecânicas de misturas de agregados com cimento é encontrada em FELT & ABRAMS (1957), ambos da PCA. Entre as misturas estudadas por estes engenheiros, uma delas foi realizada com pedregulho bem graduado e mais 3 % em peso de cimento Portland comum, tendo sido preparada em condições similares à sua densidade máxima de compactação ( $2.115 \text{ kg/m}^3$ ) e à respectiva umidade ótima (9,7 %), para a energia intermediária.

Naquela época, consideradas as dificuldades de ensaios, foram verificados valores da seguinte ordem de grandeza para amostras com 28 dias de idade: resistência à compressão simples de 3,2 MPa, módulo de elasticidade de 14.400 MPa e coeficiente de Poisson variando entre 0,22 a 0,27.

Anos mais tarde, a PCA (1979) indicava alguns parâmetros mínimos exigíveis para que a BGTC apresentasse a durabilidade desejável: resistência à compressão (saturada) entre 3 e 6 MPa; resistência à tração de 0,7 a 1 MPa; módulo de elasticidade entre 7.000 e 14.000 MPa (todos valores referidos a 28 dias de idade).

DAC CHI (1978) estudou a evolução das resistências a tração de misturas do tipo BGTC com teor de cimento variando entre 3,5 % e 4,5 %, e verificou, dentre outros aspectos, que a BGTC é capaz de atingir resistências à tração da ordem de 1,6 MPa após 360 dias de sua compactação, logicamente trabalhando com amostras não perturbadas, compactadas na energia modificada.

CHAUVIN et al. (1978) estudando BGTC fabricada com agregados sílico-calcários e teor de 3,5 % de cimento Portland, estabeleceu uma correlação linear para o ganho de resistência à tração entre idades de 28 e 360 dias, o que é graficamente representado na Figura 2.22.

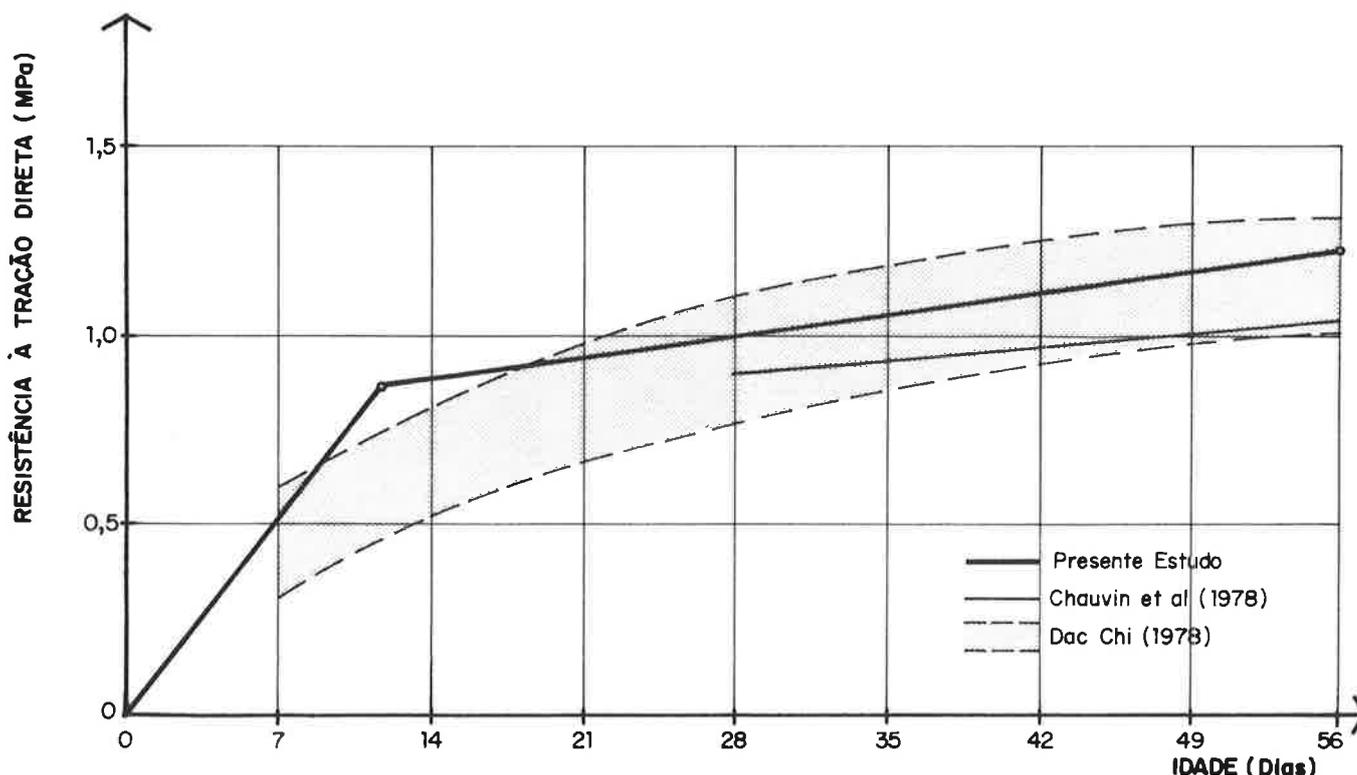


Figura 2.22 Evolução de resistências à tração

Da comparação dos resultados obtidos no presente estudo com os demais estudos experimentais citados, decorre existir certa coerência para os valores de resistência à tração apresentados, o que reforça a confiança nos valores obtidos, mesmo diante das dificuldades encontradas.

Ainda nesse sentido, estudos realizados pelo LCPC (1988a) indicam valores típicos para a resistência à tração direta e para o módulo de elasticidade tangente de misturas de BGTC utilizadas na França, com teor de cimento de 4 % em peso, aos 28 dias de idade, correspondentes a 0,93 MPa e 29.000 MPa, respectivamente.

Na Figura 2.23 são apresentados os diagramas típicos esforço x deslocamento e tensão x deformação para amostras ensaiadas aos 28 dias. Do diagrama tensão x deformação observa-se que a ruptura da BGTC quando solicitada à tração ocorre a níveis de deformação bastante baixos (de cerca de 0,05 ‰). Em testes realizados no LCPC para misturas com teor de 3,5 % a 4,5 % de cimento Portland, as deformações típicas no instante de ruptura (em ensaios de tração direta) atingiam a ordem de 0,035 a 0,040 ‰, sendo pouco sensíveis à variação do teor de ligante hidráulico na faixa indicada (LCPC, 1988a).

Isto leva a entender que a BGTC é um material bastante frágil, que sofre deformações de pequena magnitude antes de sua ruptura. Além disso, ao contrário do que ocorre durante o teste de ruptura à compressão simples, verifica-se um comportamento elástico-linear do material até cerca de dois terços da tensão de ruptura, sendo que esta ocorre de maneira brusca, sem grandes incrementos na deformação sofrida.

Este comportamento elástico-linear no referido trecho da curva tensão x deformação é bastante importante, pois, embora geralmente tido como verdade que a BGTC é um material cujo módulo de elasticidade é independente do nível da tensão solicitante, dos ensaios realizados neste estudo observa-se que tal afirmação não é válida para níveis de tensão próximos à de ruptura.

Outra lição importante sobre o comportamento da BGTC decorrente dos resultados obtidos é que, possuindo tal material um coeficiente de dilatação térmica da ordem de  $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (BONNOT, 1968; LCPC, 1988b), com uma variação de temperatura de alguns poucos graus seria inevitável o surgimento de fissuras no mesmo.

Na Figura 2.24 são apresentados graficamente os valores de módulo de elasticidade em tração (secante) obtidos em comparação com àqueles observados por DAC CHI (1978), de onde se verifica que os valores definidos para a mistura estudada, através da metodologia descrita, encontram-se próximos do limite inferior indicado por aquele autor.

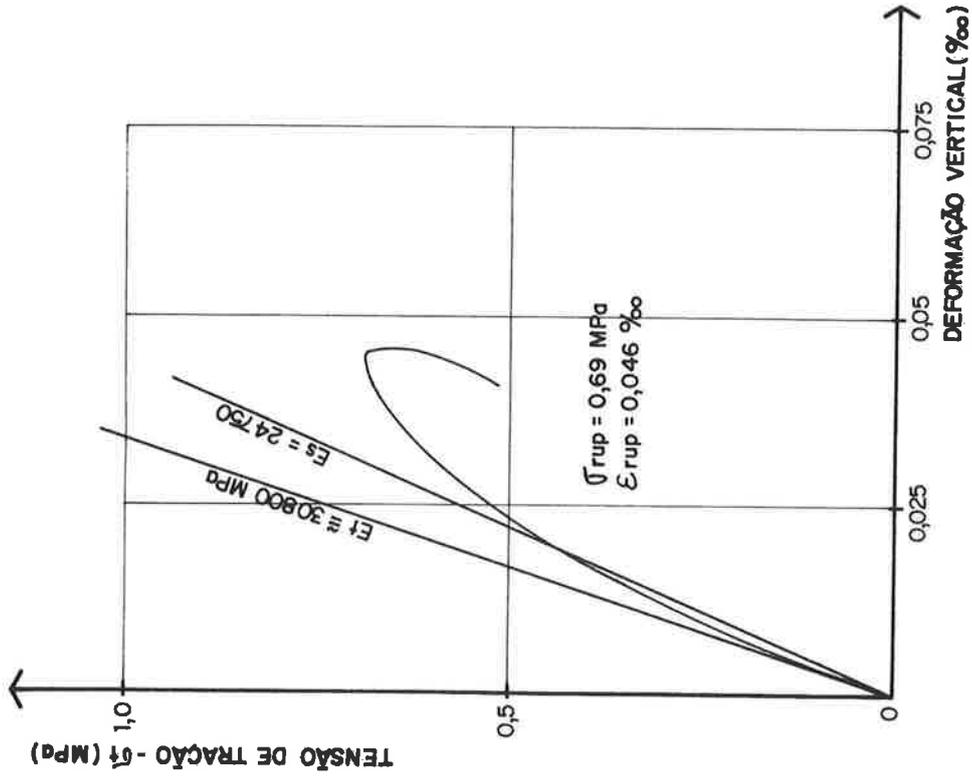
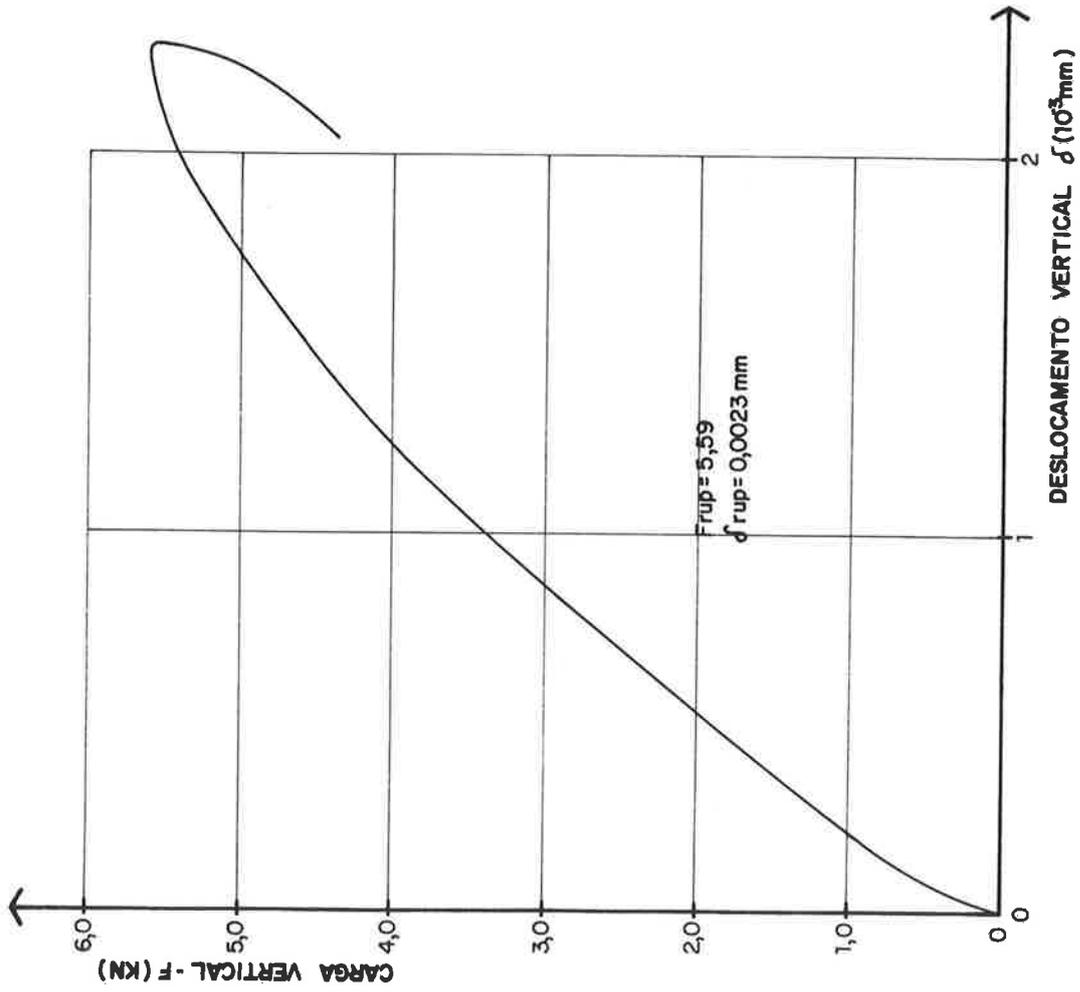
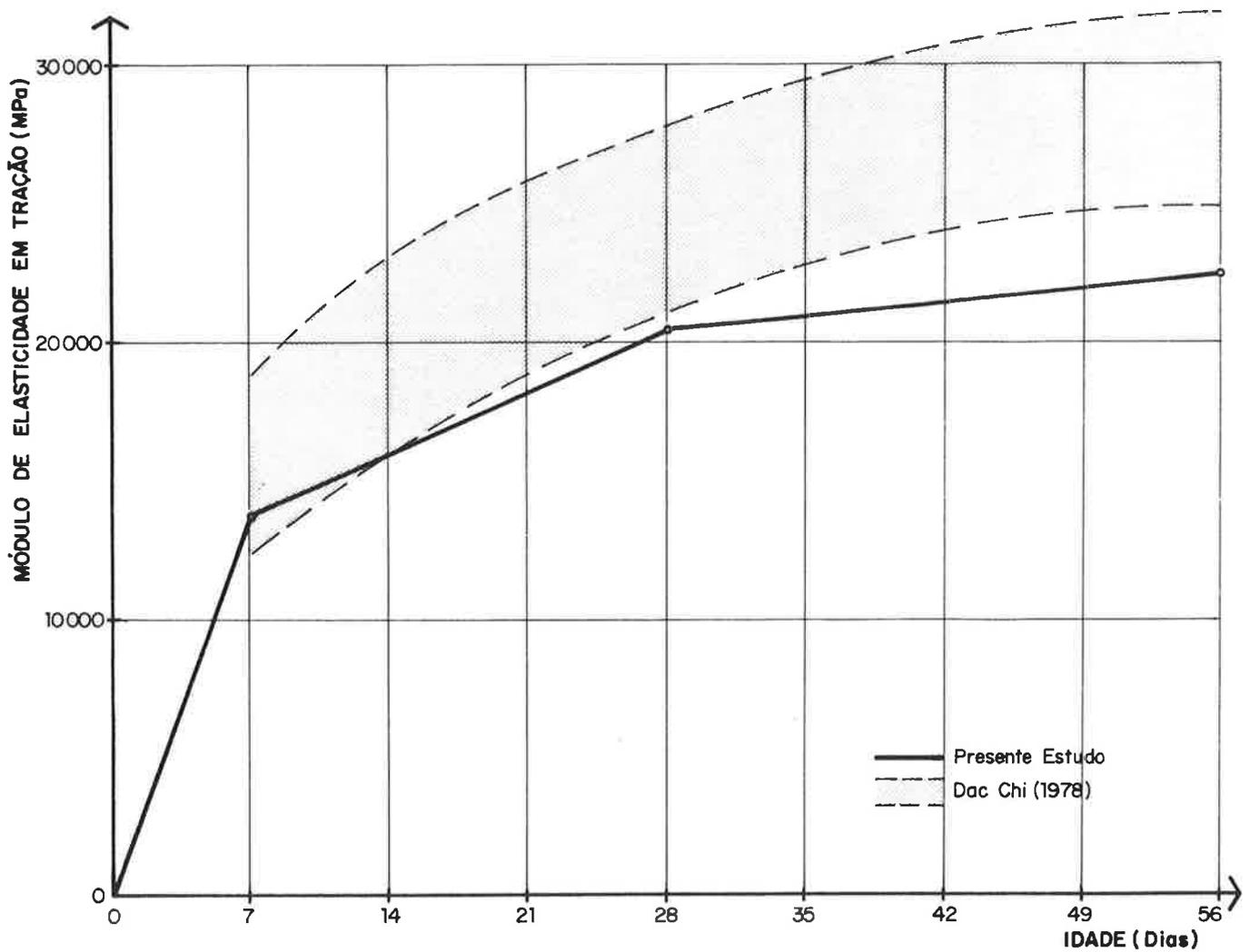


Figura 2.23 Resultados típicos de ensaios à tração direta



**Figura 2.24** Evolução do módulo de elasticidade em tração

Quanto à evolução das resistências à compressão determinada em função da idade de corpos-de-prova, BONNOT & BLONDEAU (1969) apresentam faixas de variação encontradas em função das condições de compactação de amostras, o que é reproduzido na Figura 2.25, observando-se que os valores obtidos no presente estudo estão dentro desses limites.

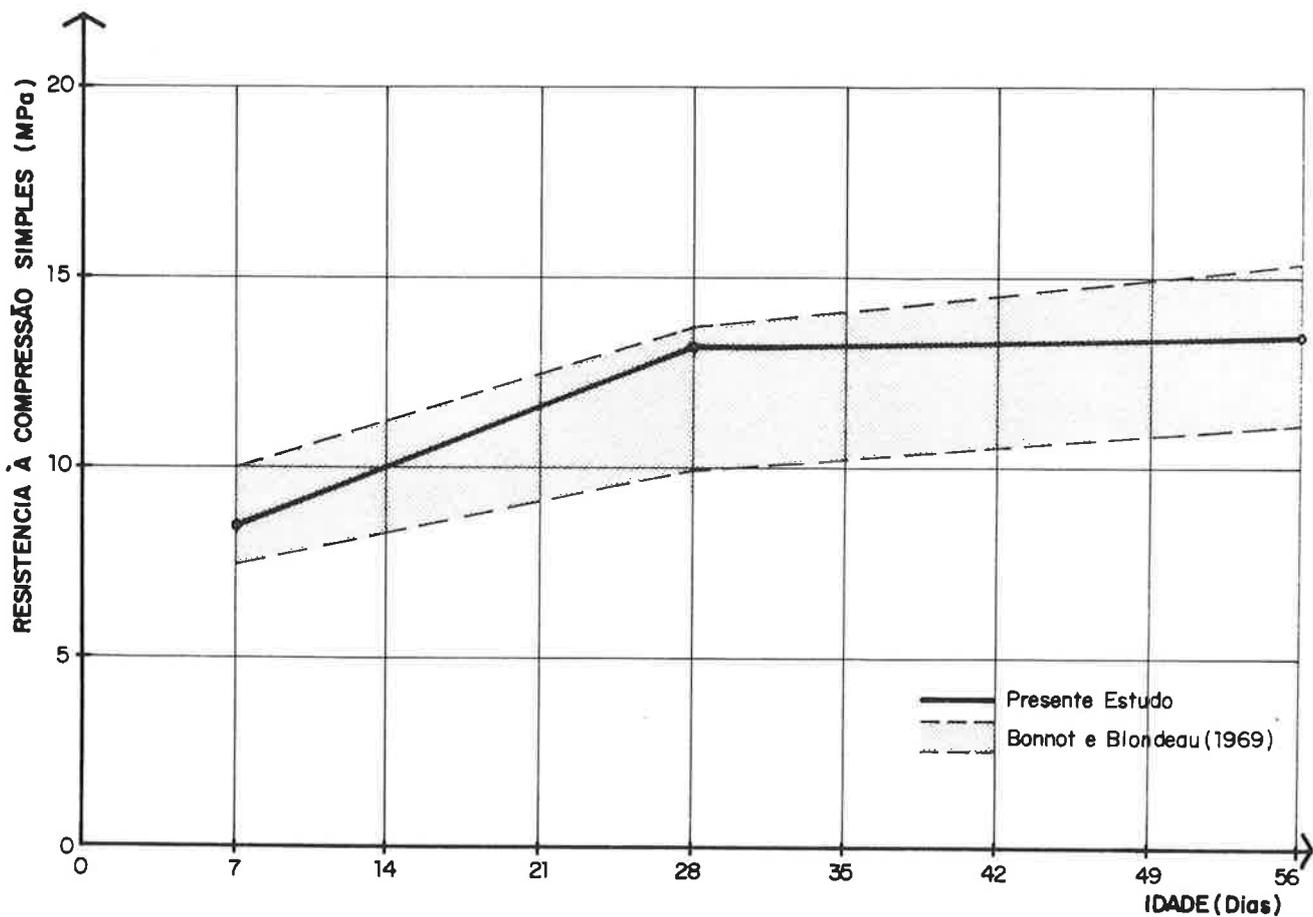


Figura 2.25 Evolução das resistências à compressão simples

Na Figura 2.26 são apresentados diagramas conjugados típico esforço x deslocamento e tensão x deformação para os 28 dias de idade da BGTC, obtidos durante ensaios de ruptura à compressão simples. Embora com tensões de ruptura inferior ao concreto, a BGTC apresenta, quando solicitada à compressão, um patamar de escoamento, onde pequenas variações no nível de tensão aplicado causam grandes deformações no material antes que ocorra sua ruptura.

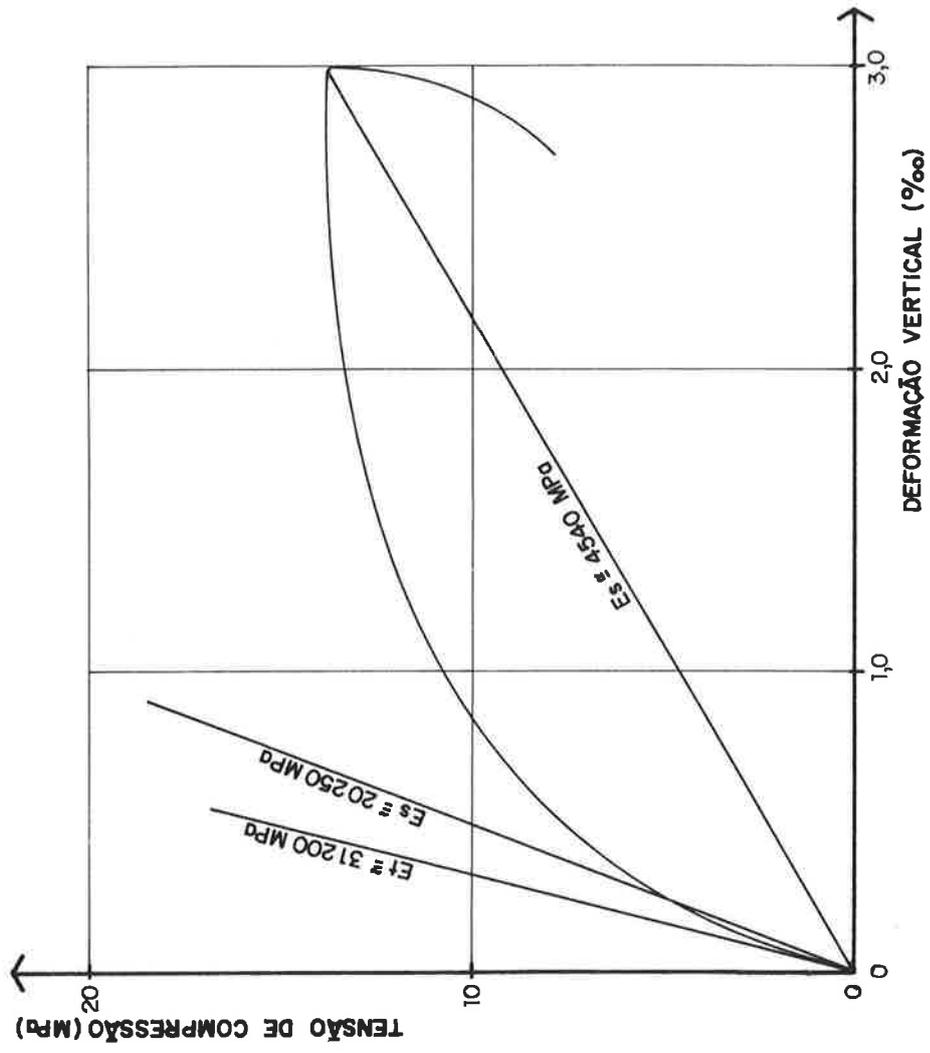
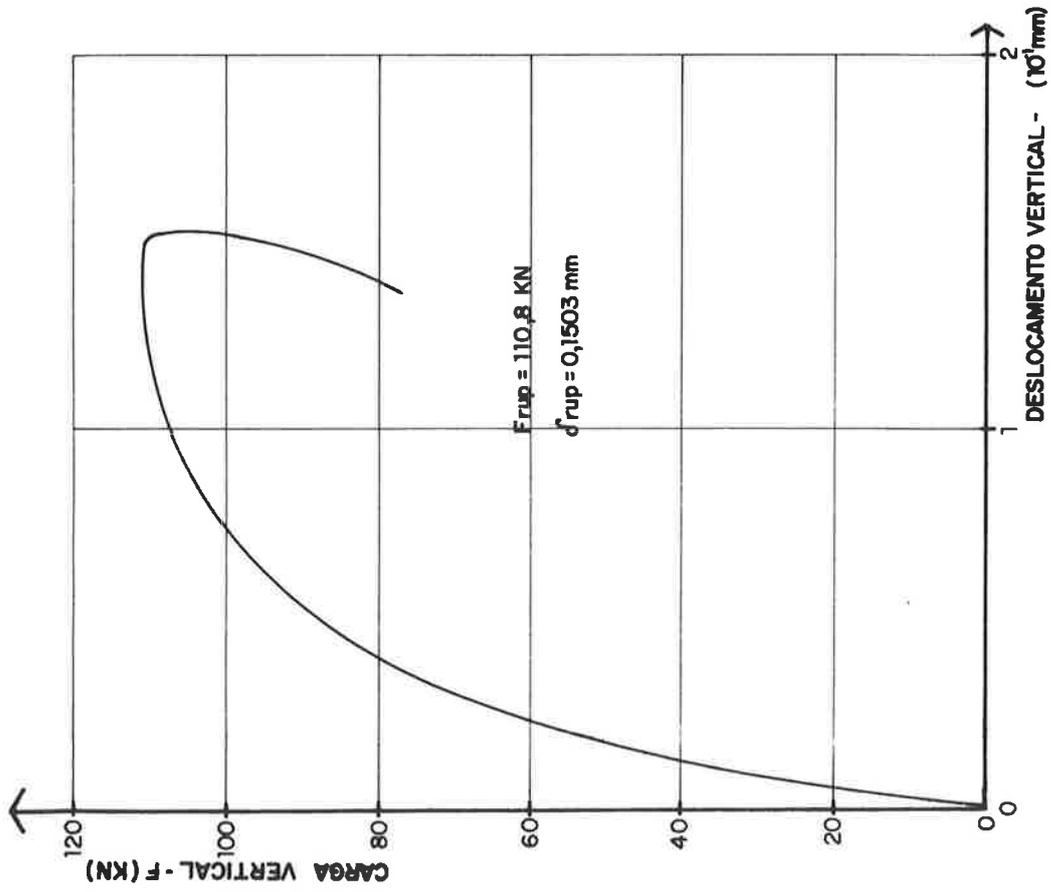


Figura 2.26 Resultados típicos de ensaios à compressão simples

Assim, pode-se afirmar que as relações tensão-deformação em compressão para a BGTC não são lineares; além disso, o módulo determinado à tensão de ruptura é consideravelmente inferior àquele determinado à partir da origem (módulo tangente). O nível típico de deformação observado no momento da ruptura atingiu valores em torno de 3,0 ‰ aos 28 dias de idade.

Este comportamento, essencialmente diverso daquele observado em ensaios de tração, é entendido como consequência do fato que, sob solicitações em compressão, a BGTC passa a depender intensamente do arranjo interno dos agregados, de sua forma de contato, o que tem uma participação secundária, ainda que relevante, nos ensaios em tração direta.

DAC CHI (1969), com amostras moldadas de BGTC através de metodologia similar à presente, indicava valores de módulo de compressão secante da ordem de 20.000 MPa correspondentes a uma resistência à compressão simples de cerca de 13,3 MPa, portanto exatamente idênticos aos valores obtidos neste trabalho para amostras com idade de 28 dias.

### 2.5.3 Relações entre Resistências

Os ensaios de resistência à tração direta, como discutidos, são testes que possuem certo grau de dificuldade de realização quando comparados aos tradicionais ensaios de resistência à compressão uniaxial. Isto sempre causa determinado interesse na estimativa indireta da resistência à tração uma vez conhecida a resistência à compressão da BGTC.

Com base nos valores de resistência à tração direta obtidos conforme apresentado no item 2.4.5.1, além de mais 3 corpos-de-prova ensaiados a posteriori, todos combinados com seus pares conjugados no momento da fabricação da mistura, permitiram a correlação entre a resistência à tração direta ( $R_{td}$ ) e a resistência à compressão simples ( $R_c$ ), conforme apresentado graficamente na Figura 2.27, resultando na seguinte equação:

$$R_{td} = 0,370 + 0,059.R_c \quad [\text{MPa}] \quad (2.8)$$

com  $r = 0,825$  e desvio-padrão de 0,106 MPa, para 14 pares de valores.

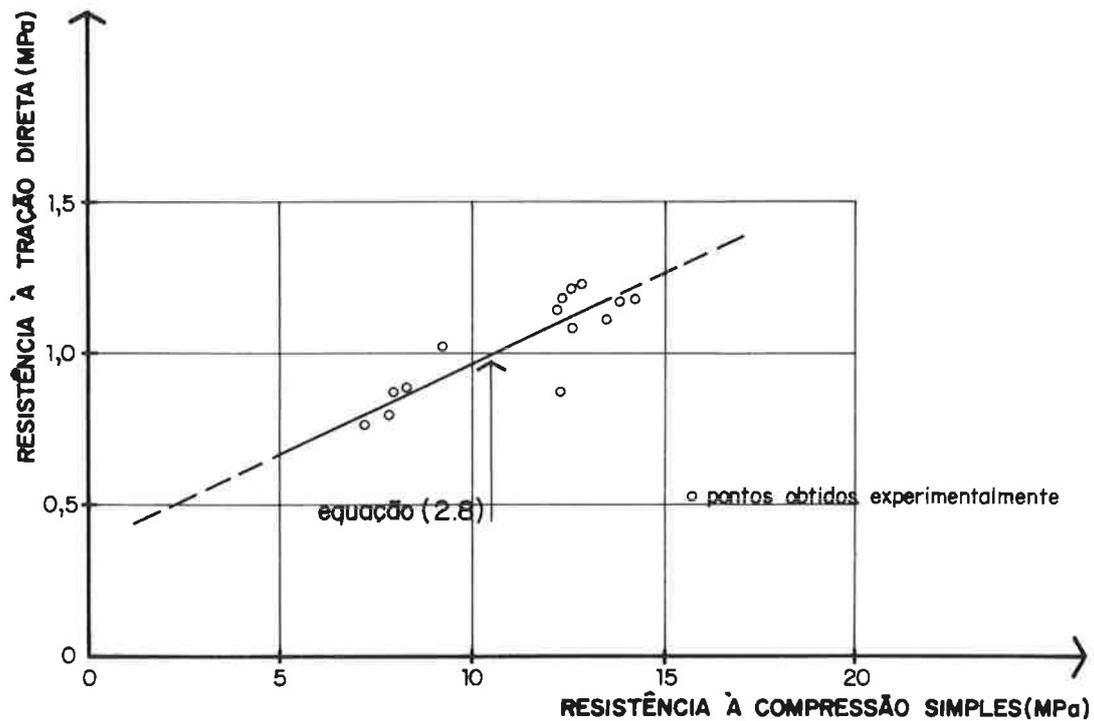
Com a substituição da expressão (2.2) na equação (2.8), a nova equação resultante será:

$$R_t = 0,712 + 0,115.R_c \quad [\text{MPa}] \quad (2.9)$$

Limitando-se o campo de validade da expressão (2.9) aos extremos de 5 MPa e 15 MPa, conclui-se que a resistência à tração indireta da BGTC varia entre 26 % e 16 % de sua resistência à compressão à medida que aumenta esta última dentro da faixa pré-estabelecida.

DAC CHI (1977) apresenta, com base em grande número de resultados experimentais, a seguinte relação entre a resistência à tração direta ( $R_{td}$ ) e a resistência à tração na flexão ( $R_{tf}$ ) para a BGTC:

$$R_{td} = 0,625.R_{tf} \quad (2.10)$$



**Figura 2.27** Relação entre resistências à tração e à compressão

Analisando a expressão acima, pode-se afirmar que as resistências obtidas em ensaios de compressão diametral são da mesma ordem de grandeza dos valores de resistência à tração na flexão da BGTC, com uma aproximação de 20 %, ao analisar-se a expressão (2.2).

CHAUVIN et al. (1978) apresentam uma correlação média obtida entre a resistência à tração direta e a resistência à compressão uniaxial, para 50 pares de amostras conjugadas:

$$\frac{R_{td}}{R_c} = 0,12 \quad (2.11)$$

com desvio-padrão de 0,026 e coeficiente de variação de 22 %.

Tratando da mesma forma os resultados obtidos neste estudo, os pares conjugados de BGTC apresentariam a seguinte correlação:

$$\frac{R_{td}}{R_c} = 0,10 \quad (2.12)$$

com desvio-padrão de 0,012 e coeficiente de variação de 12,8 %, o que indica boa aproximação entre os resultados obtidos nos dois estudos, e novamente uma maior confiança nos valores de resistência à tração direta obtidos.

### 2.5.4 Relações entre Módulos de Elasticidade

Aos projetistas mais escrupulosos sempre restam dúvidas sobre a relação existente entre o módulos de elasticidade em compressão ( $E_c$ ) e em tração ( $E_t$ ). Isto torna-se mais crítico diante das eventuais dificuldades encontradas em nosso país para a realização de ensaios de determinação destes parâmetros.

No gráfico apresentado na Figura 2.28, são relacionados valores obtidos para módulos de elasticidade em várias idades. Os pontos indicados nessa figura são resultantes de pares conjugados de ensaios de módulo de elasticidade em tração e em compressão, em suas formas secantes, tomados todos os ciclos de carga/descarga realizados em ensaios com 45 corpos-de-prova com misturas de granito, às idades de 28 e 56 dias.

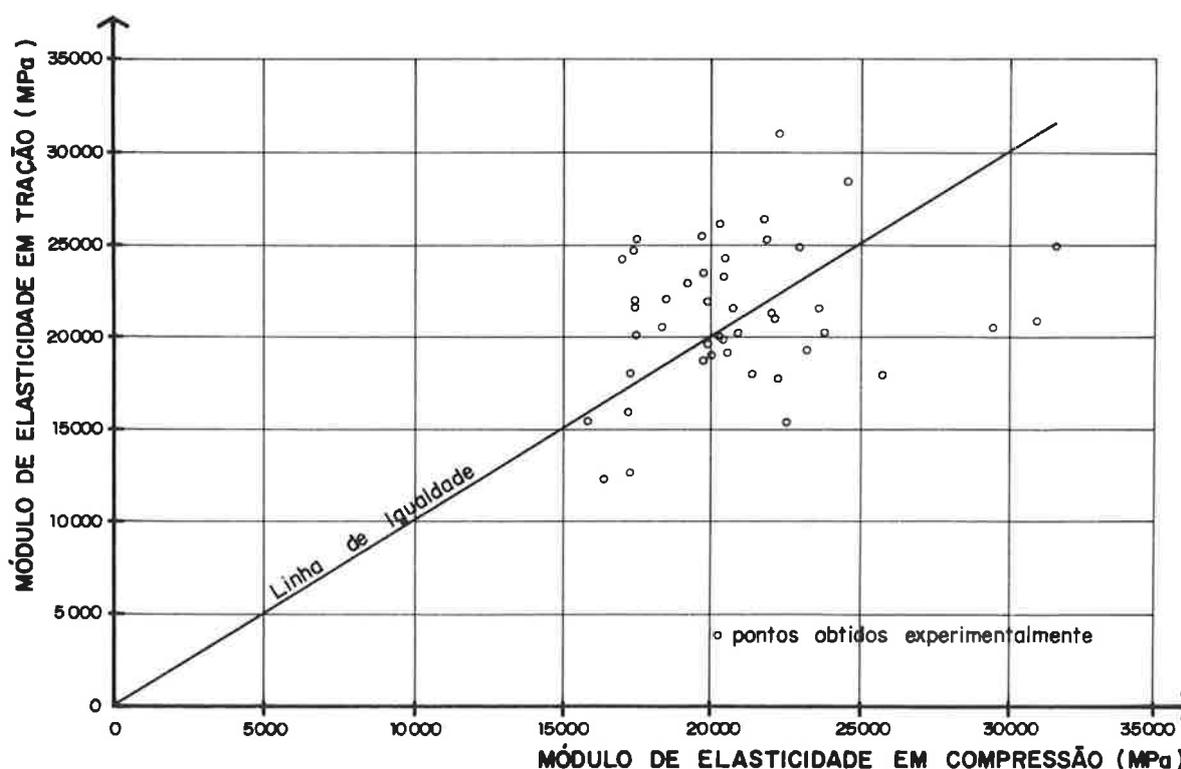


Figura 2.28 Relação entre módulos de elasticidade

No que diz respeito a essas relações, DAC CHI (1977) afirma que para fins de dimensionamento de pavimentos, para o caso da BGTC, valores de módulo de elasticidade em tração, em tração na flexão, em compressão, etc., devem ser considerados iguais; tal atitude, segundo o referido autor, conduz a aproximações da ordem de 20 %.

Na Tabela 2.11 são indicadas as relações médias encontradas para estes parâmetros, para as idades de 28 e 56 dias, separadamente e conjuntamente. Através de tais valores, é confirmada, também para a mistura de BGTC em questão, a afirmação de DAC CHI (1977), que é também extendida para outras formas de determinação do módulo de elasticidade (em flexão, por exemplo).

Idade da Amostra (dias)	Módulo em tração / módulo em compressão			
	n	$\mu$ (MPa)	s (MPa)	cv (%)
28	20	0,96	0,177	18,5
56	25	1,084	0,222	20,5
geral	45	1,03	0,210	20,4

n = número de elementos da amostra;  $\mu$  = média das amostras;  
s = desvio-padrão; cv = coeficiente de variação

**Tabela 2.11** Relações entre módulos de elasticidade secante

Estudos experimentais realizados na PCA por LARSEN & NUSSBAUM (1967) também confirmam tais constatações, onde as relações entre módulos de elasticidade em tração e compressão variaram entre 0,943 e 1,053, para o caso de pedregulho bem graduado estabilizado com 5 % de cimento.

### 2.5.5 Relação entre Módulo de Elasticidade e Resistência

Para o estudo das correlações existentes entre valores do módulo de elasticidade em compressão ( $E_c$ ) da BGTC e sua resistência à compressão uniaxial ( $R_c$ ), foram selecionados os seguintes resultados:

- 1- Módulos de elasticidade à compressão (secante) para idades de 7, 28 e 56 dias para misturas elaboradas com granito;
- 2- Módulos de elasticidade à compressão (secante) aos 28 dias, para misturas elaboradas com calcário;
- 3- Para todos os casos foram sempre tomados os valores de módulo de elasticidade obtidos no quinto ciclo de carga/descarga.

As correlações obtidas então, através de regressão linear múltipla (polinomial), foram as seguintes:

#### GRANITO

$$E_c = -6.828 + 2.539 \cdot R_c - 55 \cdot (R_c)^2 \quad [\text{MPa}] \quad (2.13)$$

com  $r = 0,706$  e desvio-padrão de 4.190 MPa, para 23 pares de valores;

## CALCÁRIO

$$E_c = -12.234 + 4.214 \cdot R_c - 145 (R_c)^2 \quad [\text{MPa}] \quad (2.14)$$

com  $r = 0,898$  e desvio-padrão de 1.866 MPa, para 24 pares de valores;

A análise das equações (2.13) e (2.14) deve ser cuidadosa, pois a princípio transparece uma idéia de diferenças significativas de comportamento entre misturas com granito ou calcário. De fato, os resultados obtidos com mistura feita a partir de calcário, limitam-se a valores referentes a 28 dias de idade e oriundos de misturas com diferentes relações A/C, elaboradas para os testes iniciais, onde a resistência à compressão variou na faixa de 5 a 13 MPa.

No caso das misturas com granitos, a faixa de variação de resistências encontradas situou-se entre 7 e 15 MPa, com resultados obtidos aos 7, 28 e 56 dias de idade. As diferenças encontradas para os coeficientes dos polinômios (2.13) e (2.14) devem ser encaradas neste caso como resultantes principalmente de ajuste matemático de correlação. A representação gráfica de tais funções (ver Figura 2.29) permite verificar grande proximidade entre ambas na faixa de 5 a 14 MPa para resistências à compressão.

Por isso pode-se até pensar em uma equação geral, independente do tipo de agregado utilizado, determinada a partir de todos os pares de valores obtidos, que resulta na expressão:

$$E_c = -5.133 + 2.549 \cdot R_c - 61 (R_c)^2 \quad [\text{MPa}] \quad (2.15)$$

com  $r = 0,775$  e desvio-padrão de 3.233 MPa, para 47 pares de valores.

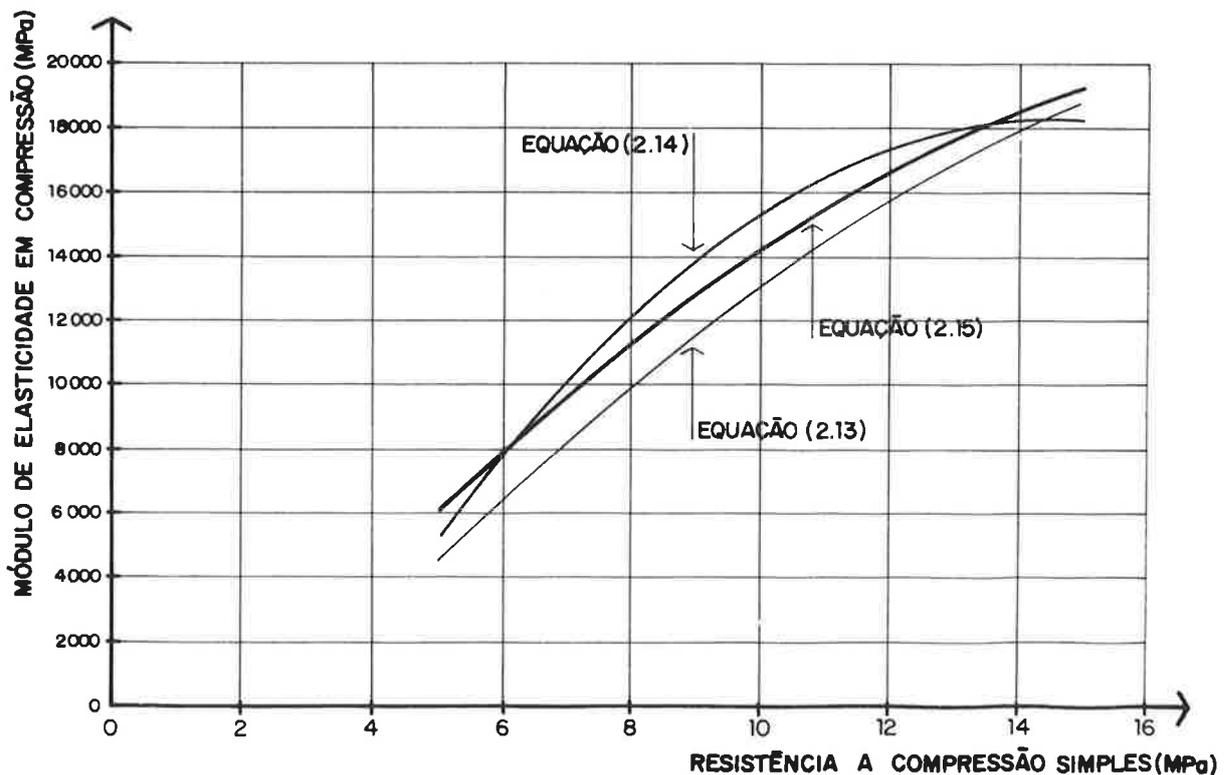
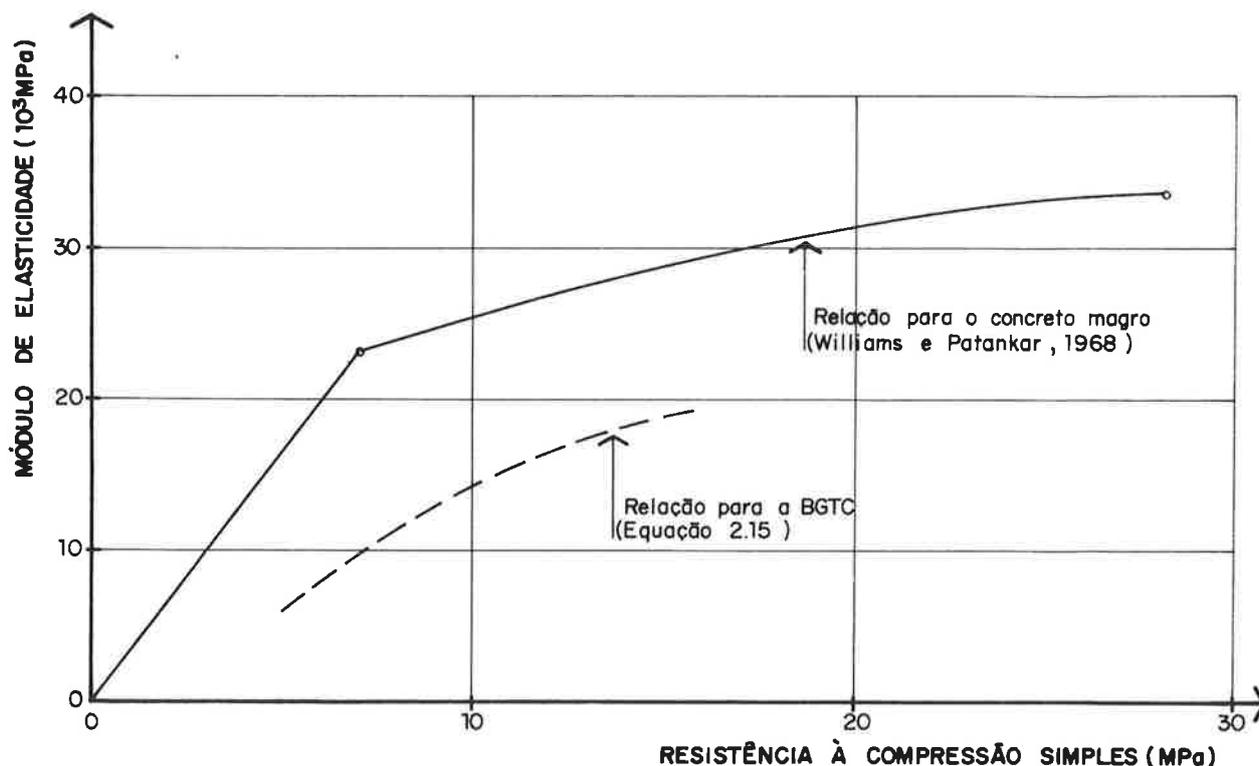


Figura 2.29 Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão

Esta última correlação (2.15), se comparada às correlações (2.13) e (2.14), conduz a um desvio máximo de 1.000 MPa para o módulo de elasticidade na faixa central das curvas, onde a resistência à compressão varia de 6 a 13 MPa. Assim, para uma resistência à compressão da ordem de 10 MPa, o módulo de elasticidade da BGTC pode ser estimado em 14.000 MPa, com desvio porcentual da ordem de 7 %, dentro, portanto, dos limites de precisão dos ensaios de módulo de elasticidade.

Na Figura 2.30 é apresentada graficamente uma correlação proposta por WILLIAMS & PATANKAR (1968) para concretos magros, na qual se verifica que para idênticas resistências à compressão simples, o concreto magro apresentaria valores de módulo de elasticidade bastante superiores à BGTC, confirmando que esse material possui comportamento bastante distinto.



**Figura 2.30** Relações entre módulo de elasticidade e resistência à compressão para concretos magros e para a BGTC

Na Figura 2.31 apresenta-se um gráfico relacionando valores de módulos de elasticidade e de resistência à tração encontrados no presente estudo; para tanto foram adotados valores de resistência à tração interpolados para as idades de 7 e 28 dias a partir da Figura 2.12.

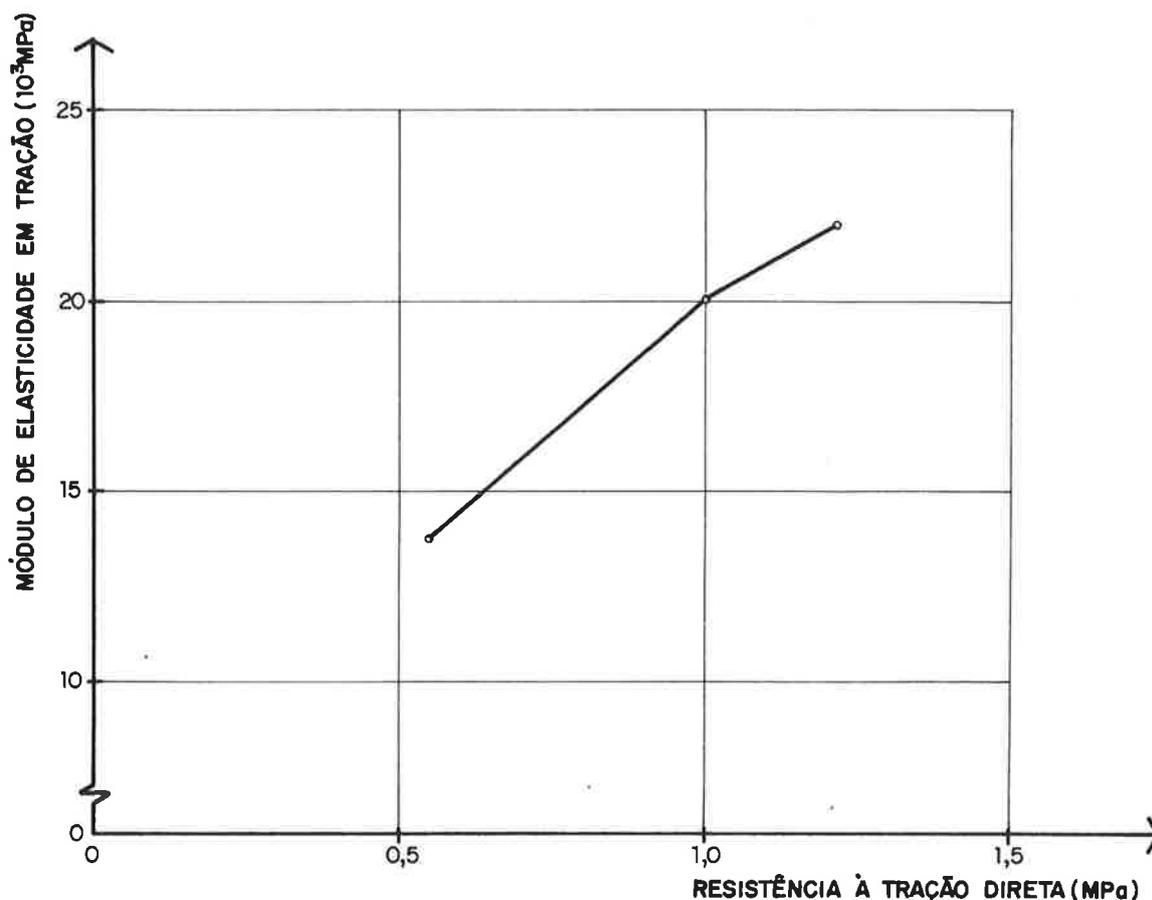


Figura 2.31 Relações entre módulo de elasticidade e resistência à tração para a BGTC

### 2.5.6 Comportamento à Fadiga

Dois estudos clássicos sobre o comportamento à fadiga de materiais estabilizados com cimento são geralmente recordados na literatura internacional. LARSEN & NUSSBAUM (1967), realizaram estudos com três tipos de misturas nos laboratórios da PCA, desenvolvendo curvas de fadiga que relacionavam o raio de curvatura de corpos-de-prova prismáticos (em forma de vigotas), solicitados à flexão, com o número de repetições de carga que os levavam à ruína.

Deste estudo, como resultado experimental de grande importância para o desenvolvimento destes tipos de ensaios para materiais de pavimentação, foi verificado que as características portantes do subleito (simulado durante os testes em laboratório) não possuíam influência significativa no comportamento à fadiga das misturas estabilizadas com cimento.

SYMONS (1967), realizando estudos no RRL, trabalhou inclusive com britas graduadas misturadas com diversos teores de cimento Portland comum. Para a realização de ensaios foram moldados corpos-de-prova cilíndricos, que foram submetidos a esforços torcionais repetitivos.

Dentre as principais conclusões, o autor destaca o fato de que as variações no teor de cimento e na frequência de aplicação de carga durante os testes eram, aparentemente, menos importantes na definição do comportamento do material do que a dispersão encontrada nos testes de fadiga então realizados; tal condição seria decorrente do nível de confiança não satisfatório encontrado nos ensaios estáticos para materiais não homogêneos, como é o caso da BGTC.

No que diz respeito ao modo de ensaio, seja à tensão controlada ou à deformação controlada, DAC CHI (1981) indica que neste último caso as dispersões encontradas são sensivelmente maiores, uma vez que a propagação de fissuras no material causa a paulatina diminuição de seu módulo de elasticidade, o que obriga à diminuição das tensões aplicadas para a continuidade do ensaio.

Assim sendo, a constância de valores de tensão aplicada durante os testes "acelera a formação de fissuras quando o módulo de elasticidade diminui. A ruptura é assim determinada com maior precisão" (DAC CHI, 1981). Além disso, pensando no comportamento do material sob a ação de cargas aplicadas sobre o pavimento, a deformação aumentaria ao longo de sua vida útil, como consequência de reduções em seu módulo de elasticidade.

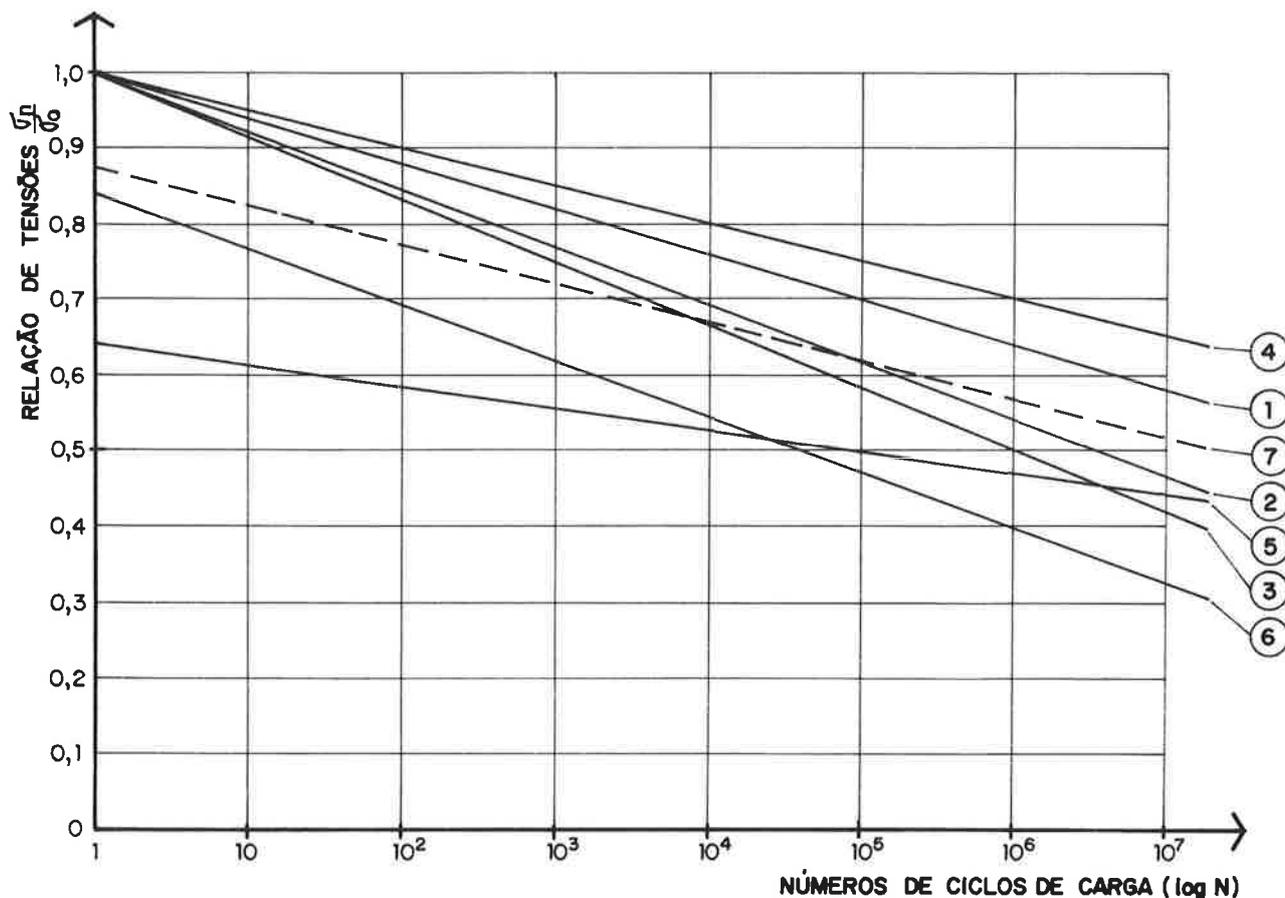
Os ensaios foram portanto realizados em condição de amplitude de tensão controlada, o que permitiria analisar os resultados obtidos neste trabalho face àqueles apresentados por outros estudos, como SYMONS (1967), DAC CHI (1978), GSCHWENDT & POLIACEK (1982), MARCHIONA (1989), PEYRONNE & CAROFF (1989) e na Espanha (apud AIPCR, 1979).

Na Figura 2.32 são representadas graficamente as diversas curvas de fadiga encontradas para misturas de BGTC na literatura internacional, sob a forma de relação de tensão x número de ciclos de carga aplicados. As constantes a e b destas curvas são indicadas na Tabela 2.12.

CURVA	a	b	$\sigma_6/\sigma_0$	FONTE
1	1	-0,060	0,64	AIPCR, 1979
2	0,64	-0,028	0,47	SYMONS, 1967
3	1	-0,083	0,50	DAC CHI, 1978
4	1	-0,050	0,70	MARCHIONNA, 1989
5	1	-0,077	0,54	PEYRONNE & CAROFF, 1989
6	0,84	-0,074	0,40	GSCHWENDT et al, 1982
7	0,874	-0,051	0,57	presente estudo

**Tabela 2.12** Constantes para as relações de fadiga

Com base em diversos estudos realizados no LCPC, DAC CHI (1978) indica que a relação  $\sigma_6/\sigma_0$  (para 1.000.000 de ciclos de carga) situa-se em geral entre 0,50 e 0,59 para o caso de misturas do tipo BGTC.



**Figura 2.32** Curvas de fadiga para a BGTC segundo diversos autores

DAC CHI (1978) apresenta também uma faixa de variação para curvas de fadiga referentes a misturas de BGTC, o que é reproduzido na Figura 2.33. Tal faixa de variação é ilustrada através da relação de tensões aplicadas e o número de ciclos de aplicação de carga. De sua análise podem ser constatados dois fatos: primeiramente, a evidente dispersão encontrada neste tipo de ensaio; por outro lado, que curvas de fadiga determinadas por outros pesquisadores não se encontram obrigatoriamente dentro de tais limites.

Tais diferenças podem ser explicadas, não obstante as dispersões inerentes aos ensaios de fadiga, por outros diversos fatores, principalmente pelos diferentes tipos de equipamentos e técnicas de ensaio adotados durante os diversos experimentos, e pelos diferentes teores de cimento utilizados para a fabricação das misturas, além das diferentes qualidades de agregados.

Diante de tais circunstâncias e dos resultados encontrados ao longo do desenvolvimento deste trabalho experimental, conduzido com grande preocupação quanto à homogeneidade das amostras, julgamos consistente e coerente a regra de comportamento à fadiga para a mistura de BGTC estudada. Tal conhecimento torna possível a estimativa da duração de vida de camadas de BGTC em pavimentos, o que obriga sua consideração em processos de dimensionamento dessas estruturas.

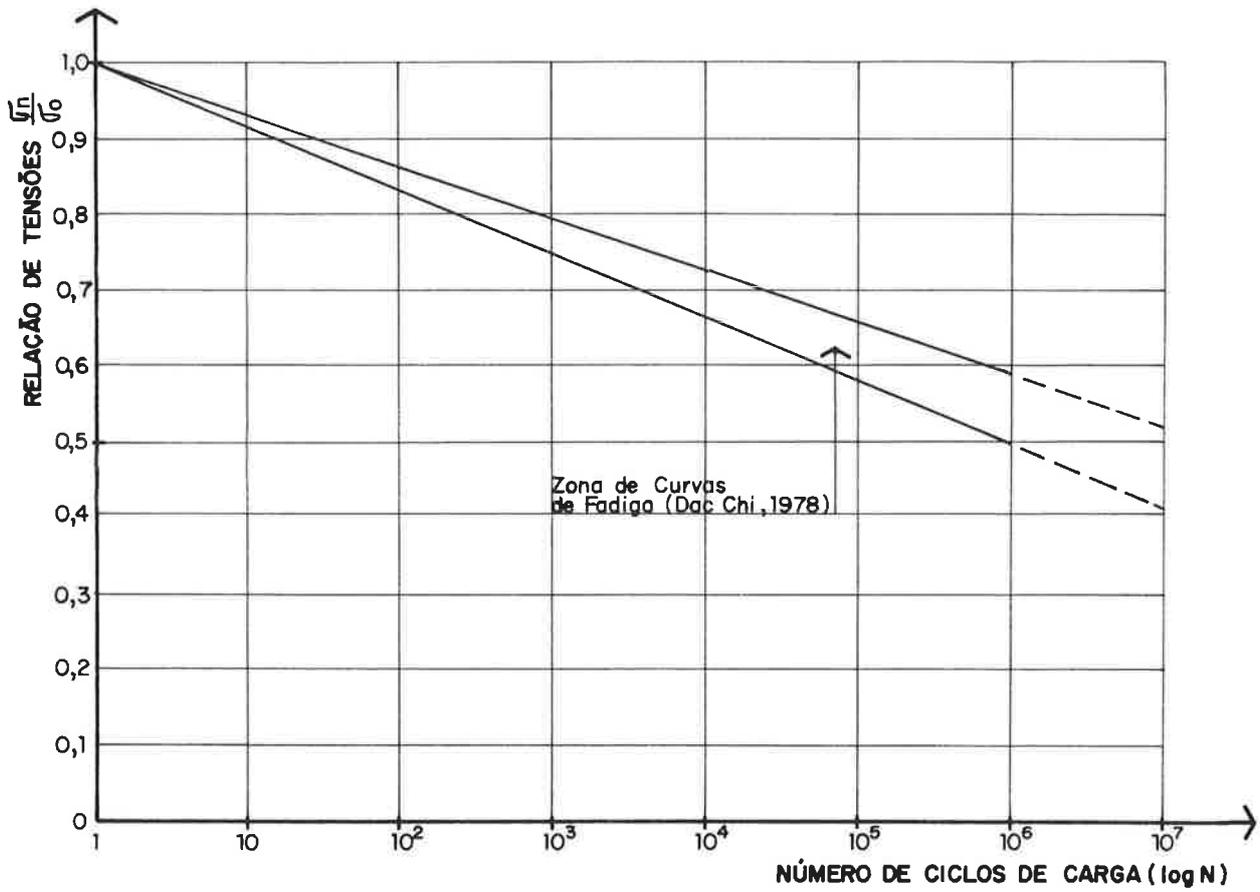


Figura 2.33 Faixa de variação de curvas de fadiga (DAC CHI, 1978)

## 2.6 Comentários Finais

Neste capítulo foram apresentados os resultados obtidos, através de um estudo experimental pioneiro, para as características mecânicas de uma mistura de BGTC tipicamente nacional. As conclusões apresentadas permitem uma caracterização mais detalhada do material recomendado pela ABNT (1990), fornecendo vários detalhes complementares e esclarecedores sobre o tipo de mistura resultante da adoção da faixa B, recomendada em seu projeto de norma.

Logicamente, os resultados obtidos estão intimamente vinculados aos processos de fabricação e compactação adotados nestes experimentos, cuja orientação foi a de tirar as melhores vantagens possíveis no uso do material; estes resultados acarretam implicações nos processos de construção e de avaliação tensional das estruturas de pavimentos semi-rígidos que apresentem camadas com materiais semelhantes ao estudado.

Como principais conclusões resultantes desse estudo experimental, destacamos:

- 1- A BGTC tem suas propriedades mecânicas fortemente afetadas pelo teor de umidade da mistura; para se obter um produto final de elevada qualidade, a mistura deve ser compactada na energia modificada e teor de umidade inferior

ao ótimo de compactação. Isto trará consequências nos processos construtivos, como será visto no capítulo 4.

- 2- Foi estabelecido um modelo experimental de comportamento à fadiga para a mistura estudada. Em que pese as dificuldades deste tipo de ensaio, verificou-se que tal modelo é bastante similar a outros encontrados na literatura técnica internacional. Embora não se possa afirmar presentemente que o comportamento à fadiga seja o principal mecanismo de ruptura do material em questão, é no entanto um aspecto de verificação obrigatória em fases de projeto. Como será visto no capítulo 3, o mesmo implica em alterações sensíveis nos conceitos de espessuras de BGTC em bases de pavimentos semi-rígidos. Outro mecanismo de ruptura a ser estudado futuramente é aquele relativo à retração da mistura em campo.
- 3- As pesquisas e estudos experimentais permitiram melhor delinear os conceitos de linearidade elástica aplicáveis ao material em questão.
- 4- Diversas relações entre as propriedades resistentes e elásticas da mistura foram estudada, permitindo estimativas de parâmetros de difícil determinação em campo, a partir de simples ensaios de compressão uniaxial.

Acreditamos, com base na discussão dos resultados, que as diversas relações experimentais desenvolvidas são de fundamental importância para o estabelecimento de futuras diretrizes de projeto e construção de pavimentos semi-rígidos com base em BGTC.

Ao final da parte experimental deste trabalho, tomou-se consciência da grande ignorância inicialmente existente sobre o material estudado, e principalmente ficou a lição da imprescindível necessidade de estudar com profundidade um material antes de aplicá-lo em obra ou de simulá-lo computacionalmente através de modelos. A boa engenharia certamente não poderá jamais abdicar deste direito. Os modelos matemáticos de pouco valem sem um elo de ligação com a realidade, o que se faz em engenharia através do conhecimento adequado dos materiais.

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- AASHTO (1986). **The moisture-density relations of soils using a 2,5 kg rammer and a 305 mm drop. Designation: T 99-86.** Standart Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part II, 40 th. edition, Washington.
- ABNT (1982). **Areia normal para ensaio de cimento.** NBR 7214.
- ABNT (1984). **Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm. Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** NBR 6458.
- ABNT (1990). **Dosagem da brita graduada tratada com cimento.** Projeto de Norma 2:08.05-001.
- ABNT (1990). **Materiais para brita graduada tratada com cimento.** Projeto de Norma 2:08.05-002.
- ABNT (1990). **Execução de sub-bases ou bases de brita graduada tratada com cimento.** Projeto de Norma 2:08.05-001.
- ABNT (1991). **Cimento Portland composto.** NBR 11578.
- ABNT (1991). **Cimento Portland. Determinação da resistência à compressão.** NBR 7215.
- AIPCR (1983). **Comite technique des essais des materiaux routiers. Recomendations pour l'execution des essais sur les materiaux traites aux liants hydrauliques et pouzzolaniques.** Rapport III, XVII Congres Mondial de La Route, pp. 33-44, Sydney.
- AIPCR (1979). **Rapport nationale Espagne. Question I - classification, propriétés et essais des matériaux routiers.** XVI e Congrès Mondial de La Route, Vienne.
- ALÈGRE, R.; PLUMAT, M.; COULON, C. (1977) **Influence des retardateurs à effet secondaire plastifiant sur les propriétés des graves-ciment retardées.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 89, mai-juin, pp. 113-116.
- ASTM (1992). American Society for Testing of Materials. **Standart test method for compressive strength of cilindrical concrete specimens.** Designation C39-86, vol. 04.02, pp. 20-4.
- BAZANT, Z.P.; CEDOLIN, L. (1992) **Why direct tension specimens flex and break at midlength.** Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, Elsevier Applied Science, Colorado.
- BOFINGER, H.E.; SULLIVAN, G.A. (1971). **An investigation of cracking in soil-cement bases for roads.** Road Research Laboratory, RRL Report LR 379, Crowthorne.
- BONNOT, J. (1968). **Étude de désordres importants observés sur des graves-ciment dans la région de Bordeaux.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 30, mars-avril, pp. 37-50.

- BONNOT, J.; BLONDEAU, P. (1969) **Influence des conditions de compactage et de la granularité sur la résistance des graves-ciment.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 37, mars-avril, pp. 113-132.
- BONNOT, J. (1973). **Influence des variations des propriétés mécaniques sur la qualité des couches de base traitées aux liants hydrauliques.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 64, mars.-avr., pp. 77-87.
- BONNOT, J. (1975) **Bilan de la technique classique des graves-ciment. Evolution souhaitable.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 77, mai-juin, pp. 55-63.
- CAULEY, R.F.; KENNEDY, T.W. (1973). **Proposal for improved tensile strength of cement-treated materials.** Highway Research Board, HRR 442, pp. 34-43.
- CHAUVIN, J.-J.; CIMPELLI, Ch.; PAUTE, J.-L. (1978) **Resistance em traction et deformabilité des graves-ciment.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussees, n. 94, mars-avril, pp. 84-95.
- COPPE (1988). **Procedimentos para a execução de ensaios com carregamento repetido (solos, britas, misturas betuminosas e misturas cimentadas).** Laboratorio de Geotecnia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- DAC CHI, N. (1969) **Comparaison des modules obtenus par différentes méthodes d'essai sur des graves traitées aux liants hydrauliques.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 37, mars-avril, pp. 83-96.
- DAC CHI, N. (1977) **Nouvelles méthodes d'essais en laboratoire des graves traitées aux liants hydrauliques.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 91, sept.-oct., pp. 73-80.
- DAC CHI, N. (1978) **Les graves traitées au ciment. Leurs principales caractéristiques. Leur comportement à la fatigue.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 94, mars-avril, pp. 65-72.
- DAC CHI, N. (1981) **Etude du comportement en fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques pour assises de chaussées.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 115, sept.-oct., pp. 33-48.
- DAC CHI, N.; DERKX, F. (1991) **Détermination du module élastique des matériaux de chaussées traités aux liants hydrauliques avec l'essai de compression diamétrale.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 171, janv.-févr., pp 7-12.
- DURRIEU, J. (1967) **Influence de la granularite des materiaux employes en couche de base ou de fondation sur leurs proprietes mecaniques.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 24, mars-avril, pp. I-57-I-63.
- FAGERLUND, G. (1973) **Strength and porosity of concrete.** Proceedings of the International Symposium RILEM/IUPAC on Pore Structure and Properties of Materials, Preliminary Report, Part II, pp. D-51/D-73, Prague.

- FARRAN, J. (1956) **Contribution minéralogique à l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux enrobés.** Revue des Matériaux de Construction, n. 490-491, pp. 155-209.
- FELT, E.J.; ABRAMS, M.S. (1957) **Strength and elastic properties of compacted soil-cement mixtures.** Portland Cement Association, Bulletin D16, Chicago.
- FETZ, L.B. (1976). **La stabilisation des sols dans la construction routière.** La Nouvelle Gazette de Zurich, Recherche et Technique, mercredi, 12 mai, Zurich.
- FRANÇA (1983). **Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques.** SETRA-LCPC
- FUSCO, P.B. (1976) **Estruturas de concreto. Fundamentos do projeto estrutural.** McGraw-Hill, São Paulo.
- GSCHWENDT, I.; POLIACEK, I. (1982). **Pavement design optimization by an analytical method.** 5th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Proceedings, Volume I. University of Michigan, Delft.
- JAVELAS, R.; MASO, J.C.; OLLIVIER, J.P.; THENOZ, B. (1975) **Observation directe au microscope électronique par transmission de la liaison pâte de ciment-granulats dans des mortiers de calcite et de quartz.** Cement and Concrete Research, vol. 5, pp.285-294, Pergamon Press, Inc.
- KENNEDY, T.W.; HUDSON, W.R. (1968) **Application of the indirect tensile test to stabilized materials.** Highway Research Board, HRR 235, pp. 36-48.
- LARSEN, T.J.; NUSSBAUM, P.J. (1967) **Fatigue of soil-cement.** Portland Cement Association, Bulletin D119, Skokie.
- LCPC (1988a). **Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Première partie.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 156, juil.-août., pp. 37-66.
- LCPC (1988). **Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Deuxième partie.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 157, sept.-oct., pp. 59-87.
- LEGRAND, J.; BONNOT, J. (1968). **Recommandations pour le traitement des graves au ciment en vue de la réalisation de couches de base.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 29, janv.-févr., pp. 3-1/3-28.
- LILLEY, A.A. (1971). **Cement-stabilized materials for road and airfield pavements.** Cement and Concrete Association, Technical Report 42.458, London.
- MARCHIONNA, A. (1989). **Considerazioni sul comportamento strutturale ed il dimensionamento delle pavimentazioni semirigide. . Verifica a fatica e riflessione delle fessure.** Autostrade, n. 3, pp 69-75.
- PCA (1979). **Cement-treated aggregate base.** IS204.01S, Skokie.

- PERRY, C.; GILLOTT, J.E. (1977) **The influence of mortar-aggregate bond strength on the behaviour of concrete in uniaxial compression.** Cement and Concrete Research, vol. 7, pp.553-564, Pergamon Press, Inc.
- PEYRONNE, C.; CAROFF, G. (1989). **Dimensionnement des chaussées.** Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- RAAD, L.; MONISMITH, C.L.; MITCHELL, J.K. (1977) **Tensile-strength determinations of cement-treated materials.** Transportation Research Board, TRR 641, pp. 48-52, Washington, D.C.
- RENKEN, P. (1992) **Untersuchungen zum haftverhalten zwischen bindemittel und gestein.** Straße + Autobahn, 1/92, pp. 9-11.
- SALAMI, M.R. (1992). **Analytical expressions for material tensile strength of concrete in terms of uniaxial compressive strength.** TRR 1335, pp 52-4, Washington, D.C.
- SIDOROFF, G.V.; DELPLANQUE, G.; RAMI, M. (1967) **Compactage d'éprouvettes en graves-ciment. Comparaison de résultats obtenus en laboratoire avec un marteau électrique et un compacteur proctor modifié.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts e Chaussées, n. 26, juil.-août, pp. 3-1/3-18.
- STRUBLE, L.; SKALNY, J. (1980) **A review of the cement-aggregate bond.** Cement and Concrete Research, vol.10, pp.277-286, Pergamon Press, Inc.
- SYMONS, I.F. (1967) **A preliminary investigation to determine the resistance of cement-stabilized materials to repeated loading.** Road Research Laboratory, Report LR 61, Crowthorne.
- TRB (1975) **Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavement materials.** Special Report 162, Washington, D.C.
- VARGAS, M. (1978) **Introdução à mecânica dos solos.** McGraw-Hill Ltda., São Paulo.
- WILLIAMS, I.T.; PATANKAR, V.D. (1968). **The effect of cement type, aggregate type and mix water content on the properties of lean concrete mixes.** Roads and Road Construction, march, pp. 65-69.

## CAPÍTULO 3

### DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

O modo de funcionamento dos pavimentos semi-rígidos despertou a consciência de engenheiros e pesquisadores para a consideração de que essas estruturas apresentavam forma de ruptura diversa dos tradicionais pavimentos flexíveis, fruto principalmente da observação de seu comportamento em campo.

Principalmente a partir dos anos 70, diversos trabalhos começaram a surgir sobre o assunto, muitos dos quais propunham técnicas de dimensionamento com base em modelos ditos "racionais", quando então passava-se a considerar explicitamente o fenômeno da fadiga das misturas estabilizadas com cimento.

Tais técnicas de dimensionamento seriam aplicáveis desde que se tivesse um conhecimento, em geral de caráter experimental, de como se manifestaria esse fenômeno de fadiga nos materiais cimentados. Por exemplo, o procedimento de dimensionamento proposto por PACKARD (1970) tem como fundamento o consumo da resistência à fadiga de bases em solo-cimento.

A PCA (1975), considerando as aplicações de pavimentos semi-rígidos em áreas industriais com frequência predominante de veículos muito pesados, indica outro critério de cálculo de espessuras embasada em teorias elásticas de flexão, apresentando uma equação de cálculo de espessura em função da carga, resultando em critério de dimensionamento por carga crítica.

Considerando a diversidade de metodologias de projeto e as incertezas de sua aplicação em muitos casos, o uso de critérios de verificação estrutural baseados em sistemas elásticos passaram a ser uma grande arma de apoio ao dimensionamento de pavimentos para diversos pesquisadores e agências rodoviárias, uma vez que permitem a estimativa das tensões e deformações impostas pelas cargas nessas estruturas.

Isto não impediu que engenheiros ainda hoje comumente adotem procedimentos para o dimensionamento de pavimentos semi-rígidos baseados em coeficientes de equivalência estrutural e fatores de equivalência de cargas, necessitando nesse caso de instrumentos complementares para a verificação das estruturas assim concebidas.

Acredita-se portanto que os modelos teóricos para avaliação de tensões e deformações sejam benéficos para auxiliar os técnicos rodoviários na concepção de estruturas de pavimentos mais adequadas, complementando as eventuais lacunas deixadas pelos tradicionais procedimentos de cálculo de espessuras de camadas, especialmente para o caso dos pavimentos semi-rígidos.

Conhecidos agora alguns elementos que podem delinear com maior precisão o comportamento estrutural das misturas de BGTC, em especial seu comportamento à fadiga, neste capítulo será discutida a aplicabilidade de um critério de dimensionamento

desenvolvido no exterior em anos recentes, ao caso de pavimentos semi-rígidos que venham a possuir uma base constituída da mistura estudada. É também apresentada uma proposta para a adequação de espessuras de camadas de BGTC em pavimentos semi-rígidos.

### 3.1 Dimensionamento ou Verificação Estrutural ?

Quando se discute a questão do dimensionamento de pavimentos algumas vezes ainda se ouve dizer que este é um problema que se encontra entre os limites da técnica e da arte, o que na verdade, analisando bem os fatos, não deve ser entendido como uma crítica descabida.

O porquê da existência de tantos critérios de dimensionamento de pavimentos e de tantas diferenças entre os mesmos poderia a princípio ser explicado por vários fatores: diferentes condições geológicas e pedológicas; grande variabilidade e tradição de utilização de materiais de pavimentação; diferentes políticas de cargas rodoviárias; conceitos não idênticos entre técnicos; dentre outros.

A resposta mais sábia para tal questão talvez tenha sido explicitada por YODER & WITCZAK (1975), quando afirmam que a principal razão para a existência de critérios tão diversos de dimensionamento é o fato de não se conhecer de maneira precisa e inquestionável o modo de ruptura das estruturas de pavimento. De uma forma mais maleável poderia-se dizer que não existe uma opinião unânime de como ocorre a ruptura de um pavimento.

Na realidade, uma série de processos de deterioração que se desenvolvem na estrutura original podem ser considerados, individualmente ou em conjunto, como modos ou formas de ruptura de um pavimento, como por exemplo, ruptura por cisalhamento do subleito ou de camadas não tratadas, deformações plásticas permanentes, processos de fadiga, processos de fissuração por retração hidráulica ou térmica

A **ruptura por cisalhamento** do solo de fundação, pode ser motivada por uma ausência de capacidade de suportar um dado campo de tensões impostas sobre o subleito, cuja consideração foi importante, historicamente, para a concepção do primeiro critério para o dimensionamento dos pavimentos flexíveis, proposto pelo USACE (United States Army Corp of Engineers).

Mas, se tal problema é contornável através da adoção de critérios relativamente simples, tanto os solos de fundação quanto as demais camadas do pavimento sofrem outro processo de deterioração: o surgimento de **deformações plásticas permanentes**, um fenômeno de maior complexidade, que de alguma forma deve ser considerado em projetos.

Os materiais tratados com algum tipo de ligante, por sua vez, sob a ação de solicitações cíclicas, à níveis de tensões inferiores à de ruptura, sofrem os efeitos do **fenômeno da fadiga**, com o surgimento paulatino de microfissurações que em determinado instante induzem à fratura, caracterizando uma outra forma de ruptura estrutural.

Para camadas estabilizadas com ligantes hidráulicos, como já se discutiu, surgem ainda dois processos, passíveis de caracterização como formas de ruptura: a **retração** de origem **hidráulica ou térmica**, fenômenos bastante complexos e inevitáveis.

Todos esses processos contribuem para a manifestação física de defeitos nos pavimentos, que de alguma forma caracterizam de imediato uma ruptura estrutural no sentido de perda, parcial ou total, da capacidade de uma estrutura suportar cargas; altera-se o modo de funcionamento da estrutura além de torná-la mais suscetível à ação de outros agentes externos além das cargas impostas.

Talvez no futuro seja possível a consideração explícita de todos estes processos no momento do dimensionamento de um pavimento, o que não parece tão fácil ao se vislumbrar a infinidade de materiais de construção utilizados e suas tão diversas peculiaridades.

No caso de um pavimento com base em BGTC, já no princípio deste trabalho foram apontados dois aspectos de fundamental importância para seu dimensionamento: o comportamento à fadiga deste material e o controle do subleito no que tange a sua deformabilidade; isto porque, em razão de diversas experiências anteriores, acreditou-se que estas eram as causas mais comuns de comportamentos anômalos verificados.

A definição do comportamento à fadiga do material associado à análise tensional da estrutura de pavimento semi-rígido poderia permitir a verificação da adequabilidade ou não de uma solução de projeto às condições de tráfego esperadas. No entanto, julga-se não só prematuro, mas até um tanto quanto pretencioso querer estabelecer um critério de projeto, já que o processo de fadiga, analisado no presente trabalho, é apenas um dos processos de ruptura possíveis para o material estudado.

Ainda que passíveis de consideração a partir de modelos genéricos existentes, processos de ruptura por retração da BGTC e por deformação plástica de estruturas de pavimento semi-rígido, não seriam neste momento tratados de maneira segura, resumindo-se em hipóteses não totalmente defensáveis.

Além disso, como afirmam TAYABJI et al. (1982), "procedimentos otimizados de projeto de espessuras para materiais estabilizados com cimento de elevada qualidade podem ser desenvolvidos se critérios realísticos de desempenho e modelos de fadiga estiverem disponíveis". Infelizmente, não se dispõe até o momento em nosso país de modelos de desempenho elaborados estritamente para pavimentos semi-rígidos, apoiados em larga experiência de campo obtida através do monitoramento destas estruturas.

Isto gera a necessidade de adoção de algum método de dimensionamento, sendo que geralmente as metodologias existentes não consideram processos de fadiga; assim, a verificação do estado tensional de uma camada de BGTC em fases de projeto é indispensável, com o objetivo de eventuais ajustes em sua espessura, para evitar sua deterioração prematura.

O método de dimensionamento selecionado para as presentes análises foi aquele preconizado pela AASHTO (1986), por diversas razões, principalmente pelo fato de apresentar uma premissa de ruptura de pavimentos universalmente aceita, tendo sido a mesma utilizada através de critério semelhante para o projeto de algumas estruturas de pavimentos semi-rígidos com base em BGTC no Brasil.

### **3.2 Critério de Dimensionamento**

O método de projeto de pavimentos (flexíveis) da AASHTO, em sua versão de 1986, tem como critério básico de dimensionamento o binômio serventia-desempenho, originalmente desenvolvido por CAREY & IRICK (1962).

Por serventia deve ser entendida a habilidade apresentada por um pavimento, em um dado instante do tempo, de servir ao tráfego usuário com conforto e segurança. A medida desta habilidade, em uma escala de valores de zero a cinco, é realizada por meio de critério

objetivo (através da avaliação de algumas características da superfície do pavimento) ou subjetivo (através das opiniões individualmente emanadas por um painel de avaliadores).

A noção de desempenho refere-se à história de serventia ocorrida em um dado pavimento ao longo do tempo (HUDSON, 1991), ou seja, à perda de serventia na medida em que é solicitado pelas cargas impostas pelo tráfego.

A equação básica de dimensionamento de pavimentos é dependente do desempenho desejado para um dado pavimento, representado por uma determinada perda de serventia admissível para o mesmo durante o horizonte de projeto, que é então associada a um determinado número de repetições de carga de um eixo-padrão, à deformabilidade do solo do subleito e a um número estrutural.

Este número estrutural é um valor abstrato que representa a "resistência requerida para um pavimento para uma dada combinação de capacidade portante do subleito, com tráfego total expresso em cargas de eixos simples equivalentes de 80 kN, serventia terminal e condições ambientais" (AASHTO, 1986).

A equação de dimensionamento, derivada das informações empíricas obtidas na pista experimental da AASHTO, é solucionada a partir da definição do valor do número estrutural (SN) requerido, que posteriormente é convertido em espessuras de revestimento, base e sub-base do pavimento através da aplicação de coeficientes estruturais para as camadas, cujos valores são dependentes da natureza do material de construção.

Neste ponto é necessária uma discussão a respeito do critério de ruptura adotado por este método de dimensionamento. Como se sabe, dentre os parâmetros de cálculo propostos pela AASHTO, aquele que se considera limitante é o de desempenho, ou seja, a perda de serventia pré-estabelecida para o horizonte de projeto considerado.

Também é conhecido que o valor da serventia relaciona-se fundamentalmente com três tipos básicos de defeitos existentes sobre a superfície de rolamento: as trincas, os remendos e as inclinações longitudinais resultantes de afundamentos diferenciais em trilhas de roda. No método da AASHTO, os dois primeiros defeitos citados são designados por "patologias físicas", relacionadas ao desempenho estrutural do pavimento.

Pelo fato de ambas apresentarem uma contribuição muito pequena para o valor atribuído à serventia de um pavimento (AASHTO, 1986), em geral apenas medidas de rugosidade (no Brasil chamada de irregularidade) são na prática realizadas para a avaliação da qualidade de rolamento. A medição de rugosidade nada mais é que uma forma de quantificação do terceiro tipo de defeito anteriormente mencionado, neste caso designado por "patologia funcional".

Os afundamentos (diferenciais) que se desenvolvem em trilhas de roda são, sem sombras de dúvidas, resultantes de processos de deformações permanentes que ocorrem de forma mais ou menos intensa em cada uma das camadas do pavimento, sob ação dos rodeiros dos veículos comerciais.

Assim, embora entendido sob um enfoque de "serventia-desempenho", de enorme valia para o desenvolvimento de sistemas gerenciais de pavimento nos últimos trinta anos, fica claro que sob tal premissa básica está abrigado um mecanismo de ruptura do pavimento por deformações plásticas permanentes, que implicitamente define o critério de "final de vida útil do pavimento".

O número estrutural exigido sobre cada camada do pavimento, definido sequencialmente através da equação de dimensionamento e da característica de apoio da camada imediatamente subjacente (representada por seu módulo resiliente), apresenta uma restrição apontada pela própria AASHTO.

É o caso específico de camadas de base estabilizadas com ligantes hidráulicos que, em função do elevado valor de seu módulo de elasticidade faz com que em muitas situações, pelo resultado dos cálculos, não seja exigida uma espessura de revestimento sobre a mesma; o problema é contornado através de considerações de ordem prática, definindo-se a espessura de revestimento mínima a ser considerada com base em experiências anteriores, em função do número de solicitações esperadas para o horizonte de projeto.

Inúmeros detalhes sobre o procedimento de dimensionamento da AASHTO serão omitidos neste texto, tendo em vista serem de conhecimento bastante difundido nos meios acadêmicos. É preciso recordar no entanto que tal método tem sido objeto de discussão no mundo rodoviário, tendo tido uma enorme penetração nos países europeus, onde várias pesquisas de caráter empírico ou experimental têm sido conduzidas com o objetivo de adequá-lo às condições locais.

### **3.3 Critério de Análise Tensional**

Por avaliação estrutural de um pavimento projetado pode-se entender uma verificação do modo pelo qual se procede a distribuição de tensões e deformações em suas diversas camadas, com o intuito de avaliar a compatibilidade entre as diversas características resistentes dos materiais e as solicitações sofridas pelos mesmos.

BONITZER (1968), considerando racional esta forma de tratar as estruturas de pavimento, afirmava: "A idéia diretiva desta linha de abordagem é calcada sobre aquela das obras-de-arte: calculam-se as tensões e deformações geradas pelo carregamento; comparam-se tais grandezas com aquelas que os materiais podem suportar sem ruptura; calcula-se desta forma a estrutura de maneira que possa suportar as cargas previstas".

Modernamente, este tipo de análise estrutural é realizada através de programas computacionais que permitem com grande precisão a definição do estado tensional em sistemas de camadas elásticas submetidos a esforços oriundos de rodas de veículos.

Logicamente, sua aplicação exige o conhecimento dos parâmetros elásticos dos materiais que compõe as camadas dos pavimentos, que devem ser determinados em laboratório ou em campo, através de técnicas específicas (ensaios dinâmicos, ensaios estáticos, retro-análise de bacias de deformação, etc.).

Tais modelos, fundamentados em teoria elástica apropriada, utilizam-se de métodos indiretos para a solução de equações de equilíbrio e de compatibilidade entre tensões e deformações, geralmente aplicando conceitos de diferenças finitas ou elementos finitos.

#### **3.3.1 Programa de Análise Adotado**

Para o presente trabalho, na busca de estabelecer alguns modelos de aplicação imediata na verificação estrutural de camadas de BGTC em pavimentos semi-rígidos, optou-se pela utilização de um programa computacional estrangeiro (com a devida licença de utilização), de aplicação bastante reconhecida no meio rodoviário internacional, inclusive no Brasil.

Trata-se do programa ELSYM5, desenvolvido originalmente no Instituto de Transportes e Engenharia de Tráfego da Universidade da Califórnia (Berkeley), que foi utilizado neste trabalho através da versão desenvolvida por KOPPERMAN et al. (1986) sob contrato da Federal Highway Administration (FHWA) dos Estados Unidos da América.

O procedimento de cálculo adotado pelo programa na busca de solução a partir da Teoria Elástica de Sistemas de Camadas<sup>1</sup> idealiza o pavimento como um sistema elástico tridimensional de camadas sobrepostas, semi-infinito nas direções horizontais. Os materiais são assumidos como sendo isotrópicos e homogêneos, com comportamento elástico-linear, obedecendo à lei de Hooke generalizada.

Para o cômputo de tensões e deformações ocasionadas por múltiplas rodas, é utilizado o princípio da superposição de efeitos, sendo que as cargas sobre a superfície do pavimento são admitidas como circulares. A limitação principal deste modelo é de não permitir a avaliação do estado tensional do pavimento nas proximidades das trincas decorrentes de fenômenos de retração durante a fase íntegra da BGTC.

Entretanto, os fenômenos de concentração de tensão em trincas, bem como de sua propagação para camadas superiores, dependem não somente de modelos teóricos mas também de modelos experimentais, oriundos de pesquisas sobre fratura dos materiais, o que deverá ser objeto de futuros estudos.

Discussões sobre a aplicabilidade e a acurácia do programa ELSYM5 em análises tensionais similares à proposta neste trabalho podem ser encontradas em DE BEER et al. (1989), CHUA (1989) e MONISMITH et al. (1989).

### **3.3.2 Condições Gerais de Análise**

A proposta básica contida neste capítulo é a retro-análise de seções de pavimentos semi-rígidos com base em BGTC dimensionadas de acordo com o procedimento indicado pela AASHTO (1986), sendo então posteriormente verificadas as limitações de sua aplicação com base no critério de fadiga proposto no presente estudo.

Como sequência natural de contribuição, foi proposto um critério de verificação para eventuais adequações no dimensionamento obtido através da utilização daquela metodologia de projeto de espessuras de pavimentos.

Para tanto foi necessário estabelecer uma série de variáveis de cálculo, no que diz respeito à estrutura-padrão de pavimento semi-rígido, propriedades elásticas dos materiais e as condições de carregamento destas estruturas.

Com base nos trabalhos experimentais realizados (capítulo 2) e em literatura técnica pertinente, foram estabelecidos os diversos parâmetros necessários para este estudo, procurando-se, sempre que possível, trabalhar dentro de condições típicas encontradas em pavimentos rodoviários brasileiros.

#### **3.3.2.1 Estrutura-Padrão de Pavimento**

O tipo de pavimento semi-rígido aqui analisado é aquele tradicional, com revestimento

---

<sup>1</sup>Uma apresentação formal e detalhada desta teoria é encontrada na obra "Design of Functional Pavements" (McGraw-Hill, 1972) de autoria de Nai C. Yang

betuminoso de características elásticas não variantes e base em BGTC com as características propostas neste trabalho.

Por razões de natureza prática, como a preocupação com a drenagem sub-superficial destas estruturas e as dificuldades existentes para a execução de camadas de BGTC diretamente sobre solos de fundação, uma camada de sub-base granular e drenante é sempre admitida, tomando-se como material básico as britas graduadas simples.

O subleito e camadas de reforço do subleito são admitidas como sendo uma única camada semi-infinita de apoio das demais camadas do pavimento; esta situação não limita a aplicabilidade dos modelos desenvolvidos uma vez que existem meios na literatura técnica para a definição de um módulo de elasticidade equivalente quando estão presentes ambas as camadas. As condições de análise adotadas pressupõe que exista um perfeito contato nas interfaces de camadas.

### **3.3.2.2 Propriedades dos Materiais**

Na sequência são indicadas as características elásticas dos diversos materiais de pavimentação considerados, tendo sido as mesmas assumidas para as análises apresentadas neste capítulo.

#### **Revestimento Betuminoso**

O material de revestimento considerado para o estudo foi mistura do tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). Em estudos laboratoriais desenvolvidos por PREUSSLER (1983) foram apresentadas, entre outras características, faixas de variação de parâmetros elásticos e resistentes para algumas misturas tipicamente adotadas no Brasil, fabricadas de acordo com as especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER).

Os valores do módulo de elasticidade para este material variaram de 2.650 a 4.800 MPa para misturas com cimento asfáltico de petróleo tipo CAP 50/60 e entre 1.865 a 2.945 MPa para misturas elaboradas com CAP 80/100.

De uma maneira mais genérica, GONTIJO & SANTANA (1989) indicam valores médios de 2.945 MPa para o módulo de elasticidade de concretos asfálticos usinados na faixa C do DNER, resultantes de pesquisas elaboradas no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Em ambos os casos a temperatura de referência mencionada é de 25 °C.

Tendo em vista a grande aceitação destas referências (dentre os escassos estudos existentes no país), considerou-se o valor médio acima apontado como padrão típico em obras rodoviárias brasileiras, sendo assim adotado para as análises contidas no presente estudo, em que pesem as limitações decorrentes do comportamento visco-elástico deste material. O coeficiente de Poisson em geral assumido para este material é de 0,35.

#### **Brita Graduada Tratada com Cimento**

Já se mencionou que na análise tensional para pavimentos semi-rígidos, tendo em vista seu processo de fadiga, o critério de cálculo adotado implicitamente considera que os materiais possuam comportamento elástico linear.

Como decorrência dos estudos experimentais foi demonstrado que a BGTC apresenta-se como um material elástico-linear até cerca de dois terços de sua resistência à ruptura quando solicitada em tração, resultado que foi inferido a partir da análise de diagramas típicos tensão x deformação, apresentados no capítulo 2.

Consequentemente, a resistência à tração direta a ser admitida para este material, aos 28 dias de idade, foi limitada em 0,68 MPa, para se garantir um módulo de elasticidade constante independente das tensões normais solicitantes em qualquer dos casos analisados. Tendo em vista o funcionamento à flexão da BGTC como camada de pavimento, o valor da resistência à tração na flexão foi calculado com base na expressão (2.10) a partir da resistência à tração direta supra-mencionada, resultando em 1,088 MPa.

O módulo de elasticidade em tração ideal admitido para o material foi limitado em 15.000 MPa, considerando-se as dificuldades de se atingir densidades nas proximidades do limite inferior desta camada quando compactada monoliticamente, o que será objeto de discussão no capítulo 4.

O valor de 0,25 foi atribuído ao coeficiente de Poisson do material, com base em valores indicados por FELT & ABRAMS (1957) e PACKARD (1970), resultantes de estudos realizados nos laboratórios PCA.

### **Brita Graduada Simples**

Certamente, para este material, a definição de parâmetros elásticos a partir da literatura existente teve mais dificuldades. Como se sabe, o módulo resiliente ( $M_r$ ) de materiais granulares é extremamente dependente das tensões de confinamento às quais a camada de BGS fica submetida, o que leva a que tal valor não seja constante.

Em outras palavras, a BGS não apresenta comportamento elástico-linear, sendo seu módulo resiliente crescente em função do aumento da tensão principal maior, variando ponto a ponto da camada.

BARKSDALE et al. (1989) através de retro-análises de bacias de deformação de pavimentos flexíveis com tratamentos superficiais triplos e base em BGS, indicam valores de módulo "in situ" variando na faixa de 64 a 407 MPa, afirmando que as variações ocorridas são decorrentes de diferentes tensões de confinamento observadas.

Estas tensões de confinamento serão maiores na medida em que as cargas impostas pelas rodas dos veículos aumentarem de magnitude; não apenas este fato, mas também sua posição relativa em relação à superfície do pavimento condicionam as tensões de confinamento que surgem na camada de BGS, ou seja, em posições mais profundas da estrutura de um pavimento, haverá menores tensões de confinamento, apresentando menores valores nominais de módulo resiliente.

MARCHIONNA (1989), estudando os pavimentos semi-rígidos do tipo híbrido, impõe valores de módulo de elasticidade para reforços de fundação granulares variando na faixa de 147 a 343 MPa, embora não mencione as razões desta preferência.

Nos experimentos da AASHTO (1986), os materiais granulares adotados nas sub-bases de seções experimentais apresentaram módulos sensivelmente inferiores àqueles utilizados nas bases de pavimentos. Calculados em função do primeiro invariante de tensões ( $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ), foram descritas através das seguintes funções:

- Para condições normais de umidade,  $M_r = 5400 \cdot \theta^{0,6}$  [lb/pol<sup>2</sup>];
- Para condições saturadas,  $M_r = 4600 \cdot \theta^{0,6}$  [lb/pol<sup>2</sup>].

Os valores máximos observados para os módulos resilientes destes materiais na pista experimental foram 126 MPa e 148 MPa, para as condições saturadas e de umidade normal, respectivamente.

No Brasil, a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados no Instituto Tecnológico da Aeronáutica (ITA, 1985), foi determinada para uma brita graduada (granito) compactada na energia intermediária, a seguinte relação:

$$M_r = 6900 \cdot \sigma_3^{0,7} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (3.1)$$

Tendo em vista a impossibilidade de trabalhar com esta relação, uma vez que o programa de análise estrutural adotado tinha por hipótese o comportamento linear dos materiais, foram simuladas inúmeras seções de pavimentos semi-rígidos hipotéticos, com espessuras variáveis de camadas de revestimento e base, considerando-se variações do módulo de elasticidade da camada de sub-base entre 50 e 200 MPa, determinando-se sempre as tensões principais maiores no centro desta última camada (BGS).

De tais análises de sensibilidade, cujas principais conclusões serão descritas mais adiante neste capítulo, concluiu-se que tais tensões não atingiam valores superiores a 0,009 MPa, levando a valores nominais de módulos resilientes da ordem de 125 MPa, na melhor das hipóteses, quando calculados através da expressão (3.1) acima descrita.

A partir de tais considerações julgou-se razoável adotar-se o valor invariante de 100 MPa para a análise de todos os demais casos estudados. O coeficiente de Poisson adotado para este material foi de 0,35 com base em indicações contidas em estudos realizados por PREUSSLER (1983).

### Subleitos

Para o caso dos solos de fundação este estudo contempla simplesmente uma faixa de variação paramétrica de valores de módulos resilientes, entre 25 e 125 MPa, aproximadamente, de maneira a cobrir inúmeras possibilidades de campo, inclusive a presença de reforços com solos que apresentem baixa deformabilidade elástica; o valor de 0,40 foi admitido invariante em todas as análises para o coeficiente de Poisson deste material.

### 3.3.2.3 Cargas Rodoviárias

As análises estruturais de pavimentos semi-rígidos desenvolvidas necessitavam do conhecimento da configuração de eixos típicos existentes na frota rodoviária brasileira. Isto foi conseguido a partir dos detalhados estudos realizados por PEREIRA (1985) em algumas rodovias de tráfego intenso.

De tais estudos foram obtidos para este trabalho as configurações típicas de eixos simples de rodas duplas (ESRD), eixos tandem duplos (ETD) e eixos tandem triplos (ETT), para o caso de pneumáticos de aro 11 x 22, que se mostraram praticamente idênticos àqueles

adotados pelo USACE (United States Army Corp of Engineers), sendo as mesmas apresentadas na Figura 3.1.

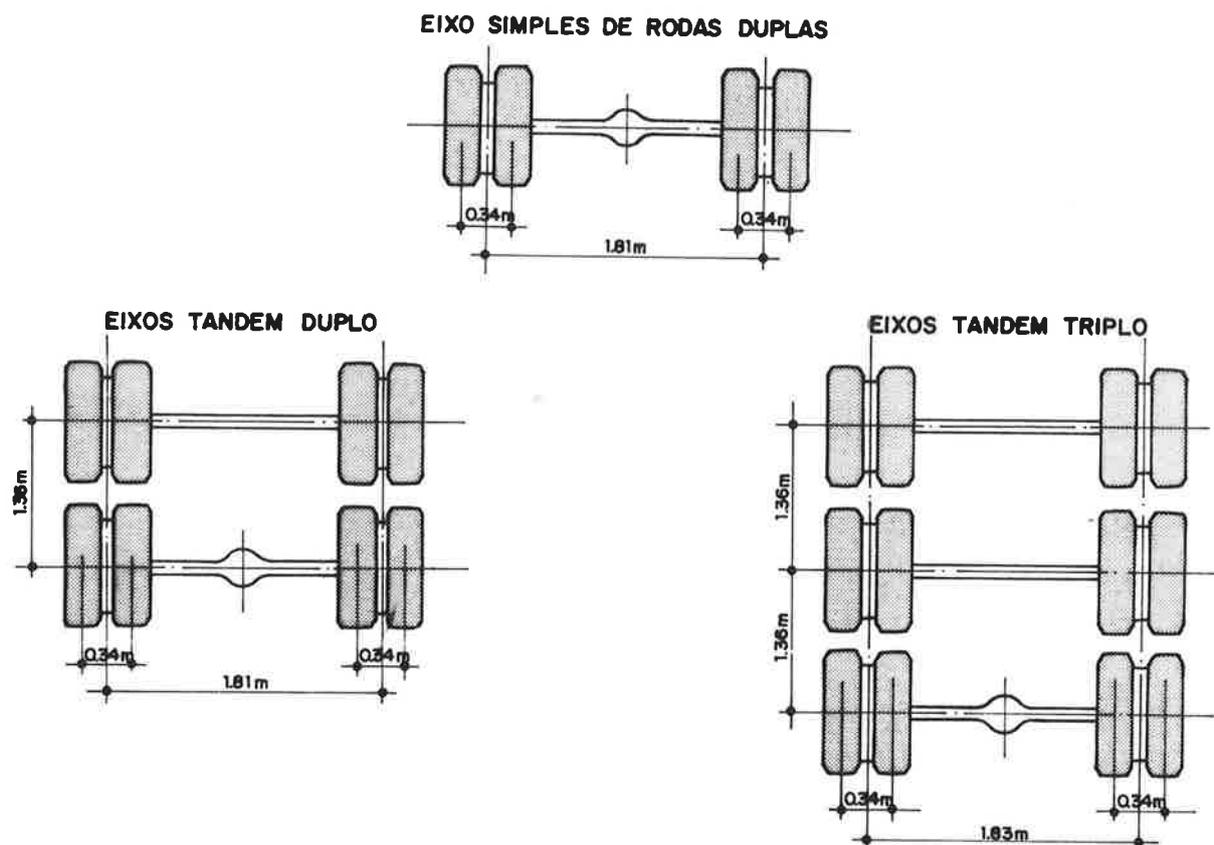


Figura 3.1 Configurações típicas de eixos rodoviários no Brasil

As pressões de pneumáticos avaliadas naquele estudo apresentaram uma faixa de variação entre 0,345 e 0,690 MPa; entretanto, para as finalidades deste trabalho, foi adotada a pressão de 0,53 MPa para todos os pneumáticos, em conformidade com o valor adotado como representativo para o referido estudo.

Para o caso de análises realizadas tendo-se como padrão as cargas máximas legais para veículos rodoviários no país, seguiram-se estritamente os valores mencionados no Decreto n. 82.925 de 21.12.78, que indica os seguintes valores permissíveis: para eixos simples de rodas duplas, 98 kN; para eixos tandem duplo, 167 kN; e para eixos tandem triplo, 250 kN.

### 3.3.3 Comportamento Estrutural dos Pavimentos Semi-rígidos

Neste ponto, de posse de um modelo de análise tensional para os pavimentos estudados, é interessante uma breve discussão sobre o modo de comportamento estrutural dos pavimentos semi-rígido com o embasamento teórico necessário.

Para isto, foram selecionados para análise quatro casos extremos dentre as estruturas estudadas no presente trabalho, no que tange às espessuras de camadas e ao módulo de elasticidade dos subleitos analisados, adotando-se o eixo-padrão (ESRD) de 80 kN, conforme apresentado na Figura 3.1.

Com base nos resultados obtidos após o processamento computacional, foram traçados os diagramas de solicitações horizontais críticas para as estruturas selecionadas, o que é apresentado através das Figuras 3.2 e 3.3, que indicam as seções dos pavimentos e suas características para as análises efetuadas.

O caso A representa a estrutura de pavimento menos robusta considerada neste estudo, tanto em termos de espessuras de camadas quanto no que diz respeito à deformabilidade do subleito. Da mesma pode-se inferir que:

- 1- O revestimento betuminoso é solicitado à compressão em qualquer profundidade considerada;
- 2- A base em BGTC é solicitada em compressão em sua porção superior e à tração em suas fibras inferiores, sendo que a linha neutra ocorre pouco acima da altura média da camada (a cerca de 45 % de sua profundidade);
- 3- Tanto a camada de BGS quanto o subleito ficam sujeitos a tensões horizontais de confinamento bastante baixas, em geral inferiores a 0,01 MPa.

Para o caso B, onde a única alteração ocorrida em relação ao caso anterior foi a alteração do módulo de elasticidade do subleito para um valor bastante superior (de 25 MPa para 125 MPa), nota-se claramente uma redução dos valores de tensões horizontais na camada de revestimento e na base do pavimento. Isto demonstra o evidente benefício proporcionado à estrutura como um todo ao se apoiar um pavimento semi-rígido sobre subleitos menos resilientes.

Esta alteração entretanto não causa sensíveis mudanças no estado tensional da base e do próprio subleito, que continuam, como no caso anterior, submetidos a tensões de confinamento bastante baixas. Há que se dizer também que a posição da linha neutra não se alterou.

Tais fatos, à luz da teoria da elasticidade para sistemas de camadas, revelam que a base em BGTC é capaz de produzir uma grande difusão de tensões sobre as camadas inferiores, o que auxilia muito no entendimento do comportamento do pavimento semi-rígido. A forma de trabalho da camada de BGTC é bastante condicionante para a estrutura como um todo.

Analisando-se os resultados apresentados para os casos C e D, pode-se afirmar novamente os três pontos acima mencionados. Verifica-se também que o aumento da espessura da camada de BGTC faz com que as tensões nominais de tração apresentem reduções bastante significativas. Da mesma forma, uma melhoria de qualidade no subleito quanto à sua deformabilidade é satisfatória para a estrutura como um todo, causando campos de tensões mais difusos.

Outra questão a ser discutida era a hipótese da adoção de um módulo de elasticidade invariável (constante) para a camada de BGS, para todas as estruturas a serem estudadas. Como o modelo de análise tensional considera os materiais com comportamento elástico-linear e tendo em vista a peculiaridade resiliente deste material, conforme discutido ao falar das propriedades dos materiais, decidiu-se pela realização de uma análise de sensibilidade de tal parâmetro.

Para tanto, foram tomadas as estruturas de pavimento acima descritas para os casos A e C. Tendo em vista que a BGS, com seu comportamento resiliente dependente da tensão

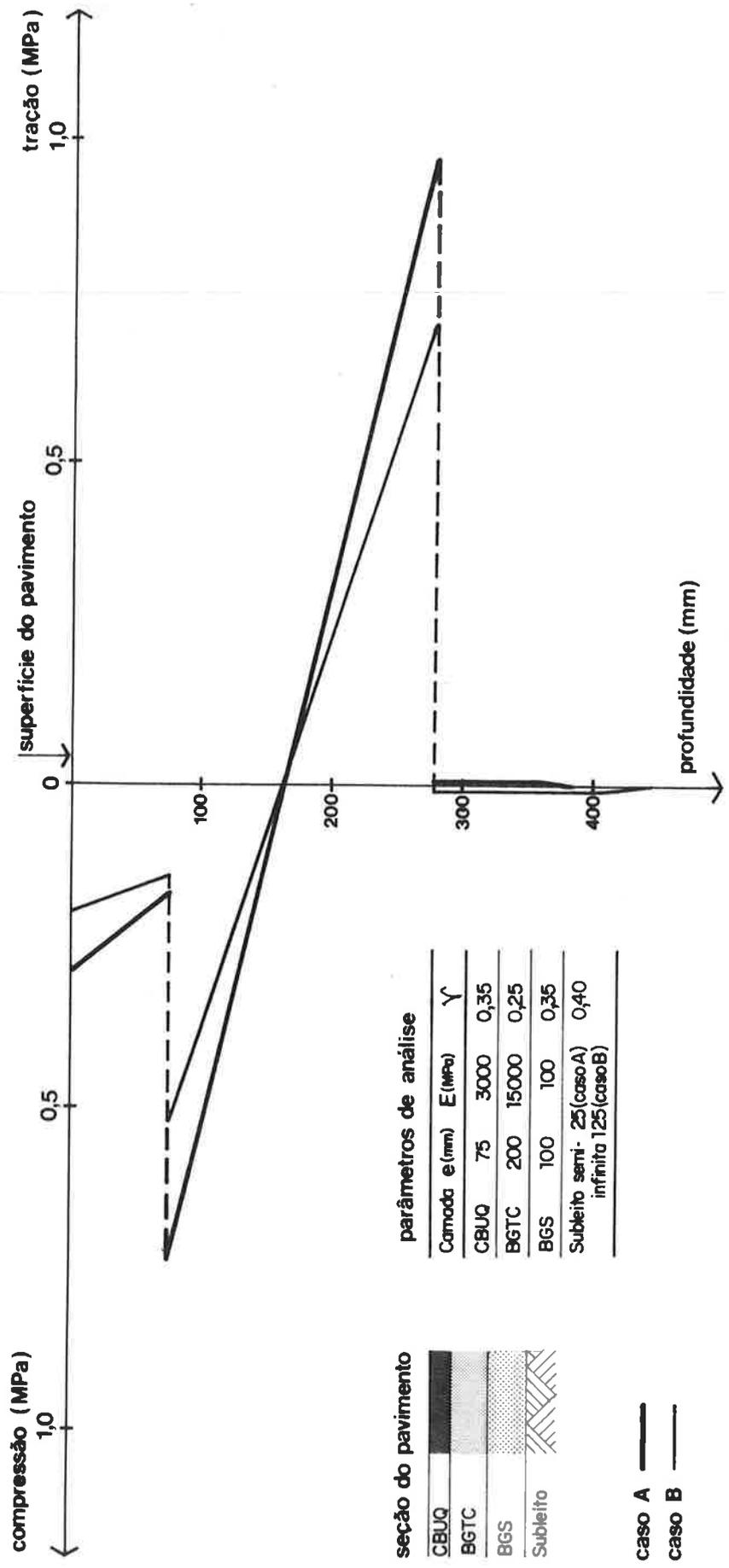


Figura 3.2 Diagramas de esforços solicitantes (casos A e B)

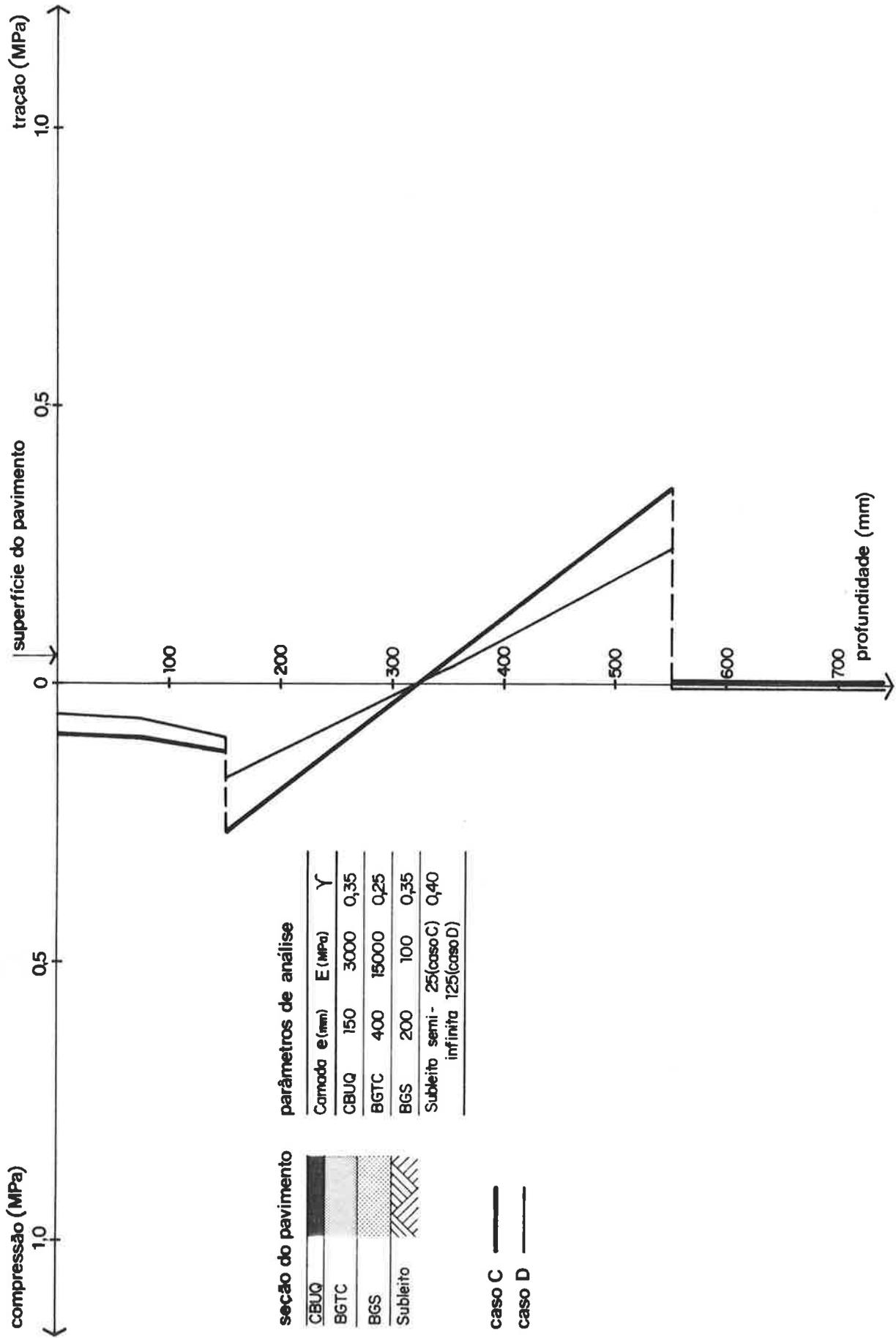


Figura 3.3 Diagramas de esforços solicitantes (casos C e D)

de confinamento, naturalmente tenderia a apresentar menor deformabilidade se melhor confinada, dirigiu-se esta análise para a pior hipótese, quando o subleito apresentasse módulo resiliente mais baixo (25 MPa). O módulo de elasticidade de cálculo da BGS foi o único parâmetro alterado nas diversas análises conduzidas.

Foram então calculadas, através do modelo de análise estrutural adotado, as tensões de tração críticas na fibra inferior de camadas de BGTC e a tensão de confinamento na camada de BGS, à sua altura média. Com este último valor foi possível retro-calcular os valores de módulo resiliente efetivos para a BGS na estrutura de pavimento considerada. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3.1.

Estrutura de Pavimento	$E_{BGS}$ adotado (MPa)	$\sigma_{t,BGTC}$ (MPa)	$\sigma_{3,BGS}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{t,BGTC}$ (%)	$\Delta\sigma_{3,BGS}$ (%)	$E_{BGS}$ calculado (MPa)
CASO A	49,1	+0,981	-0,0080	+0,62	-2,44	116,7
	98,1	+0,975	-0,0082	-	-	117,6
	147,2	+0,964	-0,0083	-1,13	+1,22	120,1
	196,3	+0,955	-0,0084	-2,05	+2,44	121,1
CASO C	49,1	+0,363	-0,0032	+1,40	-3,03	61,3
	98,1	+0,358	-0,0033	-	-	62,6
	147,2	+0,355	-0,0033	-0,84	zero	63,5
	196,3	+0,352	-0,0034	-1,68	+3,03	64,3

**Tabela 3.1** Análise de sensibilidade com o módulo resiliente da BGS

Como pode ser observado destes resultados, as variações percentuais absolutas obtidas para as tensões de tração na camada de BGTC ( $\Delta\sigma_{t,BGTC}$ ), sempre calculadas em relação à tensão resultante para um módulo resiliente de 98,1 MPa para a BGS, são muito pequenas dentro da faixa de variação considerada para este parâmetro, atingindo no máximo 2,05 %, considerados todos os valores.

O mesmo pode ser dito em relação às tensões de confinamento no centro da camada de BGS ( $\Delta\sigma_{3,BGS}$ ), cuja variação percentual atingiu o valor absoluto máximo de 3,03 %. Os módulos resilientes desta camada, se retro-calculados a partir da expressão (3.1), adotando-se tais valores de tensão de confinamento, resultariam também com variações pouco significativas, considerado cada tipo de estrutura de pavimento isoladamente (casos A e C).

Em resumo, verifica-se que variações nos valores do módulo resiliente da camada de BGS possuem pouca significância para o estado tensional da camada de BGTC. Face a estas

constatações e às demais indicações contidas na literatura pesquisada, anteriormente mencionadas, admitiu-se invariante tal valor para as análises realizadas.

### **3.4 Retro-análise do Método da AASHTO**

Para avaliar as soluções resultantes para pavimentos semi-rígidos pela metodologia de projeto de pavimentos da AASHTO (1986), os materiais considerados em cálculo foram aqueles adotados para a estrutura-padrão escolhida para o presente estudo.

No dimensionamento das estruturas de pavimento por esse critério de projeto, considerou-se sempre que em todas as estruturas estaria presente uma sub-base em BGS, com 200 mm de espessura. Este procedimento permitiria definir a espessura de base em BGTC necessária para o atendimento do número estrutural resultante da equação de dimensionamento, função da deformabilidade do subleito, do tráfego previsto e do desempenho requerido.

#### **3.4.1 Soluções Típicas**

##### **3.4.1.1 Parâmetros de Projeto**

O desempenho estabelecido à priori para os pavimentos foi de um nível de serventia terminal de 2,5, considerando-se que não se tratam de pavimentos de vias secundárias.

No que diz respeito ao nível de confiança de projeto, admitiu-se um valor de 95 % com relação às diversas variáveis em jogo, considerando-se ainda que não seriam levadas em conta variâncias para o futuro tráfego.

Para a aplicação do método seria necessária a definição dos coeficientes estruturais dos materiais pré-selecionados. Como se sabe, tais coeficientes podem ser definidos a partir das propriedades elásticas dos materiais, que já foram analisadas e fixadas anteriormente para os propósitos deste trabalho.

Quanto aos coeficientes de drenagem para as camadas de base e sub-base, foi admitida a hipótese de dimensionamento de que o tempo de exposição das mesmas a níveis de umidade próximos da saturação seria superior a 25 % de seu tempo de vida útil, considerando-se ainda uma boa qualidade de drenagem para os pavimentos.

Os níveis de tráfego supostos para o horizonte de projeto variaram de  $5 \times 10^5$  a  $10^8$  eixos-padrão (80 kN), sendo que as espessuras de revestimento betuminoso para os pavimentos foram definidas a partir das indicações mínimas apontadas pela AASHTO.

Quanto à deformabilidade do subleito, foram admitidos durante os cálculos cinco níveis distintos. Na Tabela 3.2 são apresentados todos os dados básicos tomados para o dimensionamento de seções de pavimentos semi-rígidos pelo método da AASHTO.

Camada	Módulos Elásticos (MPa)	Coefficientes Estruturais	Coefficientes de Drenagem	Nível de Confiança	N* (W <sub>18</sub> )
Revestimento	2.945	0,43	-	R = 95 % Z <sub>R</sub> = -1,645 S <sub>o</sub> = 0,49 (idêntico para todos os casos)	5 x 10 <sup>5</sup> 10 <sup>6</sup>
Base	15.000	0,30	1,0		5 x 10 <sup>6</sup> 10 <sup>7</sup>
Sub-base	100	0,10	1,0		5 x 10 <sup>7</sup> 10 <sup>8</sup>
Subleito*	20, 40, 60 80 e 100	-	-		(para todos os casos)

\* itens variáveis que compõe o fatorial de cálculo

**Tabela 3.2** Parâmetros básicos de dimensionamento

### 3.4.1.2 Espessuras Resultantes

Com base nos parâmetros acima mencionados, para diversas combinações de número de repetições de cargas do eixo-padrão e de deformabilidade do subleito, procedeu-se o dimensionamento das estruturas semi-rígidas de pavimentos pelo critério da AASHTO. Os resultados, descrevendo as espessuras encontradas para o atendimento do número estrutural requerido, são apresentados na Tabela 3.3.

Módulo do Subleito (MPa)	Camada	5 x 10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	5 x 10 <sup>6</sup>	10 <sup>7</sup>	5 x 10 <sup>7</sup>	10 <sup>8</sup>
20	CBUQ	75	75	90	100	100	100
	BGTC	235	275	365	400	530	595
	BGS	200	200	200	200	200	200
40	CBUQ	75	75	90	100	100	100
	BGTC	145	180	260	285	400	455
	BGS	200	200	200	200	200	200
60	CBUQ	75	75	90	100	100	100
	BGTC	100	130	200	225	330	380
	BGS	200	200	200	200	200	200
80	CBUQ	75	75	90	100	100	100
	BGTC	70	100	170	185	285	330
	BGS	200	200	200	200	200	200
100	CBUQ	75	75	90	100	100	100
	BGTC	50	75	135	155	250	295
	BGS	200	200	200	200	200	200

**Tabela 3.3** Espessuras das camadas (mm) pelo método da AASHTO

Observa-se desses resultados que a espessura necessária para a camada de BGTC aumenta na medida em que o módulo resiliente do subleito diminui de valor e que o número de solicitações do eixo-padrão é incrementado.

### 3.4.2 Análise de Tensões na BGTC

Considerado que o processo de dimensionamento adotado resulta em espessuras requeridas para um dado número de repetições de carga do eixo-padrão de 80 kN, as estruturas de pavimento indicadas na Tabela 3.3 foram avaliadas tensionalmente, através do programa ELSYM5, levando-se em conta todos os demais parâmetros já discutidos e tomando-se o eixo simples de rodas duplas.

Foram então avaliados os estados de tensão do revestimento betuminoso, da base em BGTC e da sub-base em BGS. As tensões de tração ocorridas na BGTC foram avaliadas nas proximidades da fibra inferior dessa camada, sempre a 0,1 mm acima da camada subjacente de base ou de subleito.

As tensões horizontais observadas revelaram que a situação crítica para a BGTC ocorria sempre na direção de caminhamento do eixo, ou seja, numa direção perpendicular ao eixo considerado. Na Tabela 3.4 são indicadas as tensões de tração verificadas em cada uma das estruturas dimensionadas de acordo com o critério da AASHTO.

Módulo do Subleito (MPa)	Camada	$5 \times 10^5$	$10^6$	$5 \times 10^6$	$10^7$	$5 \times 10^7$	$10^8$
20	CBUQ	-0,170	-0,149	-0,124	-0,120	-0,102	-0,095
	BGTC	0,820	0,680	0,470	0,415	0,292	0,250
	BGS	-0,006	-0,005	-0,004	-0,003	-0,002	-0,002
40	CBUQ	-0,243	-0,209	-0,154	-0,145	-0,120	-0,111
	BGTC	1,403	1,118	0,698	0,613	0,415	0,355
	BGS	-0,011	-0,009	-0,006	-0,005	-0,003	-0,003
60	CBUQ	-0,284	-0,259	-0,183	-0,167	-0,133	-0,123
	BGTC	1,952	1,570	0,940	0,799	0,518	0,440
	BGS	-0,018	-0,013	-0,007	-0,006	-0,004	-0,003
80	CBUQ	-0,274	-0,284	-0,203	-0,185	-0,145	-0,133
	BGTC	2,452	1,952	1,118	0,981	0,613	0,518
	BGS	-0,025	-0,018	-0,009	-0,008	-0,005	-0,004
100	CBUQ	-0,206	-0,281	-0,226	-0,201	-0,157	-0,142
	BGTC	2,815	2,364	1,403	1,177	0,710	0,589
	BGS	-0,032	-0,023	-0,012	-0,009	-0,006	-0,005

**Tabela 3.4** Tensões críticas (MPa) nas camadas de CBUQ (compressão), de BGTC (tração) e de BGS (confinamento)

Para todas as estruturas analisadas observa-se que as tensões horizontais no revestimento betuminoso, avaliadas sempre em suas fibras inferiores, foram sempre de compressão, sendo que a camada de BGTC em todos os casos era solicitada de maneira a absorver as tensões horizontais de tração.

Diante das tensões de confinamento observadas à meia altura das camadas de BGS, verifica-se seu decréscimo na medida em que as espessuras de revestimento e base dos pavimentos aumentam.

### 3.4.3 Análise de Fadiga da BGTC

Calculadas as tensões de tração críticas nas fibras inferiores das camadas de BGTC dos pavimentos (Tabela 3.4), passou-se à verificação dessas estruturas sob dois aspectos.

Primeiramente, verificou-se se esta tensão de tração na flexão causada por uma única solicitação do eixo-padrão seria tolerável, não ocorrendo a ruptura imediata do material. O valor limite para esta tensão, resultante dos estudos experimentais, como já mencionado anteriormente, seria de 1,088 MPa.

Caso verificada esta exigência, o segundo aspecto a ser analisado seria a verificação, à luz do modelo de fadiga (mais pessimista) definido para o material (equação 2.5), de quantos ciclos de carga seriam admissíveis para as estruturas de pavimento, antes que ocorresse ruptura por fadiga do material. A relação de tensões seria neste caso obtida através da razão entre a tensão de tração na flexão ocorrida (teórica) e o limite de ruptura supra-mencionado.

Na Tabela 3.5 são apresentados os resultados obtidos a partir desta análise, onde encontram-se explicitados os seguintes comentários: (a) atendimento da tensão admissível e (b) número de repetições do eixo-padrão aceitáveis antes da ruptura por fadiga (caso o comentário (a) seja positivo).

Módulo do Subleito (MPa)	$5 \times 10^5$	$10^6$	$5 \times 10^6$	$10^7$	$5 \times 10^7$	$10^8$
20	(a) sim (b) 228	(a) sim (b) $7,7 \times 10^4$	(a) sim (b) $4,7 \times 10^8$	(a) sim (b) $4,6 \times 10^9$	(a) sim (b) $7,4 \times 10^{11}$	(a) sim (b) $4,3 \times 10^{12}$
40	(a) não	(a) não	(a) sim (b) $3,5 \times 10^4$	(a) sim (b) $1,2 \times 10^6$	(a) sim (b) $4,6 \times 10^9$	(a) sim (b) $5,5 \times 10^{10}$
60	(a) não	(a) não	(a) sim (b) 2	(a) sim (b) 557	(a) sim (b) $6,3 \times 10^7$	(a) sim (b) $1,6 \times 10^9$
80	(a) não	(a) não	(a) não	(a) sim (b) 1	(a) sim (b) $1,2 \times 10^6$	(a) sim (b) $6,3 \times 10^7$
100	(a) não	(a) não	(a) não	(a) não	(a) sim (b) $2,2 \times 10^4$	(a) sim (b) $3,4 \times 10^6$

Tabela 3.5 Retro-análise do número de solicitações permissíveis

Analisando os resultados obtidos muitos comentários surgem naturalmente. Primeiramente, é evidente que as seções de pavimento que resultaram em tensões de tração para a camada de BGTC superiores à sua capacidade resistente são antes de inadequadas, indesejáveis.

Em situações desta natureza, a passagem de um único eixo-padrão sobre a estrutura resultaria na completa desagregação da base do pavimento, com reflexos a curto prazo na camada de revestimento, que imediatamente passaria a sofrer esforços de tração, o que não é desejável na concepção de um pavimento semi-rígido.

Por outro lado, verifica-se também que em muitos dos casos onde a primeira condição é teoricamente respeitada, o número de solicitações permissíveis encontrados, com base no critério de fadiga proposto, é sensivelmente inferior àquele definido para dimensionamento com os critérios da AASHTO (os valores do número N, referidos ao eixo-padrão de 80 kN, são apresentados no cabeçalho da Tabela 3.5).

O não atendimento do critério de fadiga significaria, em outras palavras, um horizonte de projeto inferior ao desejado (para a BGTC), estipulado através do critério de dimensionamento adotado. Defronta-se, portanto, com prováveis riscos (de sub-dimensionamento) quando se adota o método de dimensionamento em questão, para a proposição de seções de pavimentos semi-rígidos com as características definidas para o presente estudo.

Mas, diante desta dificuldade, já que o eixo-padrão de projeto e aquele utilizado para as análises estruturais são idênticos, fica uma suspeita muito grande quanto à aplicabilidade dos fatores de equivalência de cargas adotados pela AASHTO.

O número de repetições de carga de um eixo-padrão é definido, dentro da metodologia da AASHTO, considerando fatores de equivalência de carga obtidos empiricamente através dos resultados de sua pista experimental, levando fundamentalmente em conta o critério de serventia como modo de deterioração dos pavimentos.

Portanto, a não consideração de critérios de fadiga para as bases cimentadas ocasiona, em grande parte das situações, um sub-dimensionamento do tráfego previsto em termos de eixos-padrão, suspeita que confirmamos mais adiante da comparação entre os fatores de equivalência de cargas da AASHTO e os propostos neste trabalho a partir do critério de fadiga.

Tal suposição é reforçada pelo fato de terem sido poucas as seções de pavimentos semi-rígidos construídas e monitoradas durante as experiências da "AASHO Road Test", em comparação às seções de pavimentos flexíveis.

### **3.5 Modelos para o Cômputo de Tensões**

Com o objetivo de dispor de um instrumento de verificação da magnitude das tensões de tração em camadas de BGTC, de fácil utilização, propôs-se um estudo fatorial de inúmeros arranjos estruturais para a busca de resultados que permitissem a modelagem de equações de cálculo de tensões.

A estrutura de pavimento padronizada como anteriormente mencionado, foi utilizada para este estudo fatorial. Os três tipos de eixos rodoviários também já descritos foram considerados, impondo-se variações de carga total por eixo para cada caso estudado.

Na sequência são apresentados os parâmetros e critérios adotados nessa análise, bem como os resultados obtidos.

### 3.5.1 Projeto Fatorial da Modelagem

Na Tabela 3.6 encontram-se indicadas as faixas de variação, com os valores discretos adotados para cada parâmetro em jogo no arranjo da estrutura de pavimentos: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e espessura da camada.

CAMADA	TIPO	E (MPa)	$\nu$	Espessuras (mm)
Revestimento	CBUQ	3.000	0,35	100 , 125 , 150
Base	BGTC	15.000	0,25	200 , 250 , 300 , 350 , 400
Sub-base	BGS	100	0,35	100 , 150 , 200
Subleito	(solo)	25 , 50 , 75 , 100 , 125	0,40	(semi-infinita)

**Tabela 3.6** Características dos pavimentos simulados

Como se observa, os parâmetros elásticos dos materiais adotados foram invariantes (exceção feita ao subleito), o que define um tipo específico de pavimento semi-rígido, embasado nos estudos realizados. Entretanto foram consideradas faixas de variações para as espessuras das camadas de revestimento, base e sub-base.

Estes limites de espessuras foram escolhidos de acordo com as seguintes informações:

- 1- Tráfego previsto, em termos de eixos equivalentes, superior a  $5 \times 10^6$  exigem espessuras mínimas de concreto asfáltico de 90 mm, conforme o método da AASHTO (1986);
- 2- O valor mínimo (indiretamente adotado) para o número de eixos equivalentes abrangeria uma gama de rodovias variando de tráfego médio a muito pesado; as rodovias de baixo volume de tráfego não foram objeto do presente estudo;
- 3- Espessura mínima de 200 mm para a camada de BGTC, como recomendam inúmeras experiências internacionais (discorrido no capítulo 1);
- 4- Presença de uma camada mínima de BGS, com 100 mm de espessura, por razões de ordem construtiva e de drenagem já mencionadas;
- 5- Fundação apresentando subleitos com características resilientes variando entre medíocre ( $E = 25$  MPa) e de boa qualidade ( $E = 125$  MPa), prevendo neste último caso a hipótese da presença de reforços de subleito executados com solos que apresentem baixa deformabilidade, uma técnica consagrada no país em anos recentes.

Com relação às cargas consideradas para o estudo fatorial, foram tomados seis níveis de carga para cada eixo típico considerado, conforme apresentado na Tabela 3.7. A combinação de cada tipo de eixo com as seções de pavimentos oriundas da Tabela 3.6

resultou em 4.050 possíveis combinações, e portanto idêntico número de simulações do programa ELSYM5 para a análise desejada.

Tipo de Eixo	Número de Rodas	Carga por Eixo (kN)	Carga por Roda (kN)
ESRD	4	59,0	14,7
		78,5	19,6
		28,3	22,1
		98,1	24,5
		108,9	27,0
ETD	3	117,7	29,4
		108,9	13,6
		127,5	15,9
		147,2	18,4
		166,8	20,9
ETT	12	186,4	15,5
		215,8	18,0
		245,3	20,4
		274,7	22,9
		304,1	25,3
		333,5	27,8

**Tabela 3.7** Eixos e cargas consideradas na análise fatorial

Foi assim definida, para cada combinação resultante, a tensão de tração no limite inferior da camada de BGTC. Tendo em vista a natureza não-linear das correlações existentes entre os vários parâmetros em jogo, os modelos resultantes deste estudo têm sua aplicação limitada dentro da faixa de variação considerada para cada um destes parâmetros.

### 3.5.2 Análise de Correlação

Posteriormente, criado um banco de dados contendo todas as variáveis estudadas e seus respectivos valores, procurou-se uma função matemática que pudesse descrever as inter-relações existentes entre tais variáveis.

A tensão de tração na BGTC foi tomada como variável dependente, tendo sido selecionados modelos da forma:

$$y = a \cdot x_1^b \cdot x_2^c \cdot x_3^d \cdot x_4^e \cdot x_5^f \quad (3.2)$$

sendo:

$y$  = tensão de tração na BGTC;  
 $x_1$  = espessura do revestimento;  
 $x_2$  = espessura da base;  
 $x_3$  = espessura da sub-base;  
 $x_4$  = módulo de elasticidade do subleito;  
 $x_5$  = carga total sobre o eixo considerado;  
 $a, b, c, d, e, f$  = constantes de regressão.

Para maior facilidade de tratamento matemático e estatístico, foi utilizada uma regressão linear múltipla, o que exigiu uma entrada de dados ajustada de acordo com a seguinte modificação na relação (3.2):

$$\log y = \log a + b \log x_1 + c \log x_2 + d \log x_3 + e \log x_4 + f \log x_5 \quad (3.3)$$

O tratamento do problema foi então realizado através de programa computacional disponível no Centro de Computação do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP para este tipo de finalidade, fornecendo como resultados inclusive as análises de variância e testes de significância, que estão sendo apresentados no anexo 2 do presente trabalho. Para todos os modelos calibrados trabalhou-se com um nível de significância de 95 % .

### 3.5.3 Modelos Calibrados

Para a avaliação das tensões de tração na BGTC, considerando-se o tipo de pavimento semi-rígido que constitui o objeto do estudo fatorial, foram definidos os seguintes modelos de cálculo:

#### EIXOS SIMPLES DE RODAS DUPLAS (ESRD)

$$\sigma_{t,ESRD} = 59,463847 \cdot e_r^{-0,323205} \cdot e_b^{-1,178098} \cdot e_s^{-0,007887} \cdot E_f^{-0,214274} \cdot (Q_{ESRD})^{0,970153} \quad (3.4)$$

com  $r = 0,998$  e desvio-padrão de 0,0084 MPa.

#### EIXOS TANDEM DUPLOS (ETD)

$$\sigma_{t,ETD} = 9,301950 \cdot e_r^{-0,267639} \cdot e_b^{-0,883009} \cdot e_s^{-0,008576} \cdot E_f^{-0,340332} \cdot (Q_{ETD})^{0,927047} \quad (3.5)$$

com  $r = 0,999$  e desvio-padrão de 0,0073 MPa.

#### EIXOS TANDEM TRIPLOS (ETT)

$$\sigma_{t,ETT} = 2,288453 \cdot e_r^{-0,227463} \cdot e_b^{-0,705838} \cdot e_s^{-0,009278} \cdot E_f^{-0,392020} \cdot (Q_{ETT})^{0,940948} \quad (3.6)$$

com  $r = 0,999$  e desvio-padrão de 0,0063 MPa.

As variáveis indicadas nas equações (3.4), (3.5) e (3.6) possuem os seguintes significados e unidades:

$\sigma_t$  = tensão de tração na BGTC (MPa);  
 $e_r$  = espessura do revestimento (mm);  
 $e_b$  = espessura da base (mm);  
 $e_s$  = espessura da sub-base (mm);  
 $E_f$  = módulo de elasticidade do subleito (MPa);  
 $Q$  = carga total do eixo considerado (kN).

Ressalta-se que o campo de aplicabilidade dos modelos acima, para finalidades práticas, limitam-se às faixas de variação dos parâmetros adotadas durante as simulações do programa ELSYM5, conforme definidas anteriormente.

### 3.6 Análise de Fatores de Equivalência de Cargas

Durante o desenvolvimento dos trabalhos, intuiu-se a inadequação do método da AASHTO (1986) para o dimensionamento das estruturas de pavimento semi-rígido estudadas, tendo-se por base o critério de fadiga proposto nos estudos experimentais.

A suspeita básica era de ~~que~~ que tal dificuldade residiria nos fatores de equivalência de cargas adotados em tal metodologia para a transformação de todo o tráfego previsto em eixos equivalentes.

De posse de um modelo experimental descrevendo o comportamento da BGTC à fadiga e de modelos teóricos para a avaliação de tensões nestas camadas, é possível aprofundar na questão da equivalência entre cargas para o tipo de pavimento semi-rígido estudado, o que se procura fazer na sequência.

#### 3.6.1 Conceito de Equivalência de Cargas

O conceito de equivalência de cargas surge da simples observação que, para estruturas idênticas de pavimento, os efeitos destrutivos ocasionados ao longo do tempo por veículos diferentes, são desiguais, emergindo então um critério comparativo entre veículos.

YODER & WITCZAK (1975) indicam que os fatores de equivalência de cargas definem o dano causado pela passagem de um veículo qualquer, para um tipo específico de pavimento, em relação ao dano causado pela passagem de um veículo, arbitrariamente tomado como padrão, para mesmo tipo de pavimento considerado.

PEREIRA (1985) discute tal idéia de deterioração (ou dano) como correspondente "à evolução total que o estado do pavimento pode sofrer, em se considerando um tipo específico de degradação".

Logicamente, métodos de dimensionamento que adotem diferentes critérios de ruptura de um pavimento (evolução total de seu estado) implicam em conceitos de dano diferentes, fato que reflete-se implicitamente em suas equações de dimensionamento.

Os efeitos destrutivos de uma carga podem ser chamados simplesmente por dano, sendo que a ruptura do pavimento, encarada através de algum critério definindo seu fim de vida

útil, ocorrerá por efeito do acúmulo de uma dada quantidade de danos consecutivamente ocorridos.

Assim, por dano pode ser entendido qualquer evento ocorrido no pavimento pela passagem de uma carga, como por exemplo uma tensão de cisalhamento no subleito, uma tensão de tração em camada betuminosa ou cimentada, uma deformação permanente em alguma camada, uma deformação específica de tração (elástica), etc.

Nestas condições, o dano total ( $dt,p$ ) causado por um dado número de passagens de um eixo-padrão ( $Np$ ) por uma estrutura de pavimento, é causado pelo efeito cumulativo de danos unitários ( $du,p$ ) resultantes de cada passagem deste mesmo eixo, relacionando-se com as demais variáveis pela expressão:

$$dt,p = Np \times du,p \quad (3.7)$$

Em termos de um eixo qualquer ( $j$ ) a expressão (3.7) seria escrita na forma:

$$dt,j = Nj \times du,j \quad (3.8)$$

onde  $Nj$  seria o número de passagens do eixo qualquer  $j$  que causaria a deterioração do pavimento tendo em vista um determinado critério de ruptura.

Como o critério de ruptura implicitamente assumido é idêntico para quaisquer eixos, então os valores  $dt,p$  e  $dt,j$  serão idênticos, de onde se infere a seguinte expressão:

$$Np \times du,p = Nj \times du,j \quad (3.9)$$

O fator de equivalência entre cargas (FEC) entre um eixo qualquer e outro tomado arbitrariamente como padrão, pela sua própria definição, pode ser descrito pela expressão:

$$FEC_{j,p} = du,j / du,p \quad (3.10)$$

Em decorrência da expressão (3.9), o fator de equivalência de cargas pode ser definido numericamente por:

$$FEC_{j,p} = Np / Nj \quad (3.11)$$

Assim, a relação entre o número de repetições de carga de um eixo-padrão que leva o pavimento à ruína e o número de repetições de carga de um eixo qualquer que também leva o mesmo pavimento à ruína, define o valor do fator de equivalência de cargas entre o segundo e o primeiro tipo de eixo.

No presente estudo o eixo simples de rodas duplas com carga total de 80 kN foi tomado como eixo-padrão. O critério de ruína analisado será, como propõe o trabalho, o processo de fadiga na camada de BGTC dos pavimentos semi-rígidos estudados.

### 3.6.2 Formulação dos FEC para Estruturas Semi-rígidas

A forma de comportamento à fadiga da BGTC, definida neste trabalho, permite relacionar o nível de tensão ocorrida no material com o número permissível de repetições de carga que causam tal condição. A equação (2.5) escrita de forma inversa resulta em:

$$\log N = 17,1373 - \frac{\sigma_n}{0,051 \times \sigma_0} \quad (3.12)$$

Impondo-se a limitação de tensão de tração na flexão de ruptura da BGTC ( $\sigma_0$ ) em 1,088 MPa, a expressão (3.12) torna-se particularizada:

$$\log N = 17,1373 - \frac{\sigma_n}{0,0555} \quad (3.13)$$

Sendo  $\sigma_n$  o valor da tensão de tração ocorrida na camada de BGTC, o número de repetições de cargas permissíveis, para os tipos de eixos considerados, pode ser calculado através da formalização de um critério misto (semi-teórico), com a substituição das equações (3.4), (3.5) e (3.6) na equação (3.13), resultando em:

$$\log N_{ESRD} = 17,1373 - \frac{\sigma,ESRD}{0,0555} \quad (3.14)$$

$$\log N_{ETD} = 17,1373 - \frac{\sigma,ETD}{0,0555} \quad (3.15)$$

$$\log N_{ETT} = 17,1373 - \frac{\sigma,ETT}{0,0555} \quad (3.16)$$

onde  $N_{ESRD}$ ,  $N_{ETD}$  e  $N_{ETT}$  serão os números de repetições de cargas permissíveis, respectivamente, para eixos simples de rodas duplas, eixos tandem duplos e eixos tandem triplos, para o tipo de pavimento semi-rígido estudado.

Como fica implícito nas equações (3.14), (3.15) e (3.16), o número de solicitações permissíveis para uma determinada carga, por tipo de eixo, é dependente do arranjo estrutural do pavimento, neste caso, das espessuras das camadas de revestimento, base e sub-base e do módulo resiliente do subleito.

O processo de cálculo dos FEC, para uma carga de eixo qualquer, deverá seguir a seguinte formulação geral:

- (a) Cálculo de tensão de tração imposta na camada de BGTC através das equações (3.4), (3.5) e (3.6);
- (b) Cálculo do número de repetições de carga permissíveis para os níveis de tensão esperados, através das equações (3.14), (3.15) e (3.16);
- (c) Cálculo do número de repetições de carga permissíveis para o eixo-padrão ( $N_p$ ) de 80 kN, através da equação (3.14);
- (d) Cálculo dos FEC  $j,p$  através da expressão (3.11).

Realizada esta rotina de cálculo torna-se possível a definição, para uma estrutura de pavimento específica, da formulação geralmente adotada para os FEC, que é representada pela expressão:

$$FEC = \left( \frac{Q_j}{Q_p} \right)^\gamma \quad (3.17)$$

onde  $Q_j$  é uma carga qualquer (sobre um dado eixo),  $Q_p$  é a carga do eixo-padrão (o eixo de referência é o ESRD com 80 kN) e o expoente  $\gamma$  é uma constante de regressão.

É importante salientar que os FEC devem ser definidos através da expressão (3.17) por tipo de eixo, gerando um expoente  $\gamma$  específico para cada tipo de eixo considerado. Da mesma forma, o valor  $Q_p$  (constante) deve ser determinado, independentemente para os casos de eixos tandem duplos e triplos, como sendo a carga que gera tensão de tração na BGTC equivalente àquela tensão causada pela passagem de um eixo de 80 kN.

### 3.6.3 Confrontação com o Método da AASHTO

Os FEC, como já discutido, são dependentes da estrutura do pavimento (espessuras e propriedades mecânicas). Na metodologia da AASHTO (1986) os FEC são apresentados com base em dois parâmetros: o nível de serventia final desejado para o pavimento e o número estrutural (SN), já conceituados anteriormente.

Para a análise da aplicabilidade dos FEC sugeridos pela AASHTO, tomou-se uma estrutura de pavimento semi-rígido com 150 mm de revestimento, 250 mm de base e 150 mm de sub-base, supostamente apoiada sobre um subleito com módulo resiliente de 125 MPa. Adotando-se as características de materiais anteriormente propostas, tal pavimento apresentaria número estrutural igual a 6,0.

Seguindo-se a sequência proposta no item anterior para o cálculo dos FEC tendo em vista o critério de fadiga abordado, foram obtidas as seguintes expressões para a definição dos mesmos :

#### EIXOS SIMPLES DE RODAS DUPLAS

$$FEC_{ESRD} = \left( \frac{Q_{ESRD}}{80} \right)^{18,615} \quad (3.18)$$

com  $r = 0,993$  e desvio-padrão de 0,188.

#### EIXOS TANDEM DUPLOS

$$FEC_{ETD} = \left( \frac{Q_{ETD}}{179} \right)^{13,902} \quad (3.19)$$

com  $r = 0,997$  e desvio-padrão de 0,089.

## EIXOS TANDEM TRIPLOS

$$FEC_{ETT} = \left( \frac{Q_{ETT}}{275} \right)^{14,964} \quad (3.20)$$

com  $r = 0,996$  e desvio-padrão de  $0,099$ .

Como se verifica no caso em questão, eixos tandem duplos com carga de  $179 \text{ kN}$  e eixos tandem triplo com carga de  $275 \text{ kN}$ , produzem o mesmo efeito na camada de BGTC que aquele resultante pela passagem do eixo-padrão de  $80 \text{ kN}$ .

Analisando-se os expoentes  $\gamma$  das expressões (3.18), (3.19) e (3.20), verifica-se claramente que as tradicionais relações ditas "de quarta potência" (com  $\gamma$  na faixa entre 3 e 5) não são válidas para a estrutura de pavimento em questão.

O critério de fadiga na camada de BGTC impõe valores de FEC bastante superiores ao critério da AASHTO (1986), como se pode observar através dos expoentes  $\gamma$  das relações abaixo, que foram obtidas a partir de valores de FEC para pavimentos com número estrutural igual a 6, conforme sugeridos por tal metodologia de projeto.

- Para eixos simples de rodas duplas:

$$FEC_{ESRD} = \left( \frac{Q_{ESRD}}{80} \right)^{3,998} \quad (3.21)$$

- Para eixos tandem duplos:

$$FEC_{ETD} = \left( \frac{Q_{ETD}}{154} \right)^{4,052} \quad (3.22)$$

- Para eixos tandem triplos:

$$FEC_{ETT} = \left( \frac{Q_{ETT}}{222} \right)^{3,987} \quad (3.23)$$

Para entender de forma mais objetiva de como tais discrepâncias se refletem no número de repetições de eixos equivalentes ( $N_p$ ), tendo em vista o critério de fadiga, pode-se partir da seguinte relação básica:

$$N_p = \sum_{i=1}^n p_i \times FEC_i \quad (3.24)$$

onde  $p_i$  é a frequência de um determinado eixo  $i$  e  $FEC_i$  o fator de equivalência de cargas entre esse eixo  $i$  e o eixo-padrão. A expressão (3.24) aplicada com o critério de fadiga e o critério da AASHTO, leva às seguintes expressões:

$$N_p^F = \sum_{i=1}^n p_i \times FEC_i^F \quad (3.25)$$

$$N_p^{AASHTO} = \sum_{i=1}^n p_i \times FEC_i^{AASHTO} \quad (3.26)$$

Substituindo-se as equações (3.18) e (3.21) nas relações (3.25) e (3.26), respectivamente, chega-se à seguinte relação entre os números de repetições de carga previstos pelo critério de fadiga e pelo critério da AASHTO (para eixos simples de rodas duplas):

$$N_p^F = N_p^{AASHTO} \times \left( \frac{QESRD}{80} \right)^{-14,617} \quad (3.27)$$

Com base na equação (3.27), conclui-se, por exemplo, que para eixos simples de rodas duplas de 120 kN, o número de repetições de cargas permissíveis, com base no critério de fadiga, equivale a 0,27 % do valor resultante da aplicação dos fatores de equivalência de carga propostos pela AASHTO. Em outras palavras, nesta situação, um valor de  $10^6$  repetições de carga definido pelo critério de projeto em questão, equivaleria na realidade a 2.700 repetições de carga com base no critério de fadiga.

Nestas condições, não seria lícito utilizar os fatores de equivalência de cargas da AASHTO para o dimensionamento da estrutura de um pavimento semi-rígido com base em BGTC, pois de maneira geral resultaria em sub-dimensionamento.

Com auxílio dos modelos e relações desenvolvidas para este trabalho, é possível entretanto se efetuar uma retro-análise de uma estrutura de pavimento pré-dimensionada, verificando-se o critério de fadiga para a camada de BGTC, visando uma eventual melhoria na estrutura projetada.

### 3.7 Critérios de Verificação

Segue como decorrência dos estudos realizados, a necessidade de verificação estrutural de camadas de BGTC em pavimentos semi-rígidos, tendo em vista seu comportamento à fadiga.

Esta verificação fica entretanto condicionada pelo conhecimento do perfil de tráfego previsto, ou em outras palavras, pelo menor ou maior detalhamento do perfil de tráfego em termos volumétricos e classificatório, incluídas as distribuições de cargas por eixos.

Os dois critérios de verificação a seguir apresentados, serão aplicáveis em função deste nível de conhecimento, tendo como fundamentos alguns conceitos geralmente aplicados para o dimensionamento de pavimentos rígidos.

### 3.7.1 Tráfego Detalhado

Quando o perfil de tráfego, em termos de tipos e cargas de eixos, é bastante detalhado, a rotina de verificação à fadiga poderá ser realizada adotando-se a "lei de Miner", que conceitualmente implica na verificação do consumo à fadiga do material.

Tal conceito consiste em verificar se a somatória das relações entre o número de repetições de carga esperado para um eixo qualquer ( $N_{e, j}$ ) e o número de repetições de carga deste mesmo eixo que leva um material à fadiga ( $N_{f, j}$ ) ultrapassa 100 %, o que pode ser representado pela expressão:

$$\sum_{j=1}^n (N_{e, j} / N_{f, j}) \leq 1 \quad (3.28)$$

Logicamente, caso a relação (3.21) não seja verificada para uma dada estrutura de pavimento, a mesma não é considerada adequada para o atendimento do tráfego previsto. Em contrapartida, na medida em que tal relação assume valores inferiores à unidade, a estrutura de pavimento torna-se superdimensionada.

Desta maneira, o processo de verificação poderá indicar também a presença de espessura excessiva de BGTC na base do pavimento. Na Figura 3.4 é apresentado um fluxograma para se proceder à verificação da estrutura de pavimento pré-dimensionada no caso de existir um conhecimento detalhado do perfil de tráfego. A título de ilustração, no anexo 3 é apresentado um exemplo numérico de aplicação deste processo de verificação à fadiga.

### 3.7.2 Tráfego Admitido

Em situações de ausência de maiores informações sobre o perfil de tráfego previsto, no caso das rodovias com controle de cargas, é possível utilizar o critério de carga máxima legal para a verificação da estrutura de pavimento dimensionada.

Entretanto, o critério é aplicável para quaisquer cargas tomadas como máximas admissíveis, já que os pavimentos estudados são passíveis de aplicação em áreas industriais, terminais de cargas, etc., onde eventualmente os limites de carga por eixo podem situar-se além daqueles regulamentados pelo Estado.

Neste caso, o processo de verificação exige a imposição do conceito de um "número ilimitado" de repetições de carga permissíveis. O entendimento do que seja um número ilimitado dependerá do tipo de utilização que se pretende dar para a via onde estará presente o pavimento semi-rígido.

Imposto tal valor para  $N$  (número de repetições de carga), através da equação (2.5) é definida a relação de tensões necessária para garantir a vida de fadiga desejada (ilimitada). Conhecida a tensão de tração na flexão admissível para a BGTC, calcula-se a tensão máxima ( $\sigma_n$ ) à qual esta camada poderá ser solicitada.

Sendo dadas todas as demais variáveis necessárias, através da inversão das equações (3.4), (3.5) e (3.6), são determinadas as espessuras de base para os três tipos de eixo considerados, impondo-se as limitações de carga desejadas e a tensão de tração na flexão

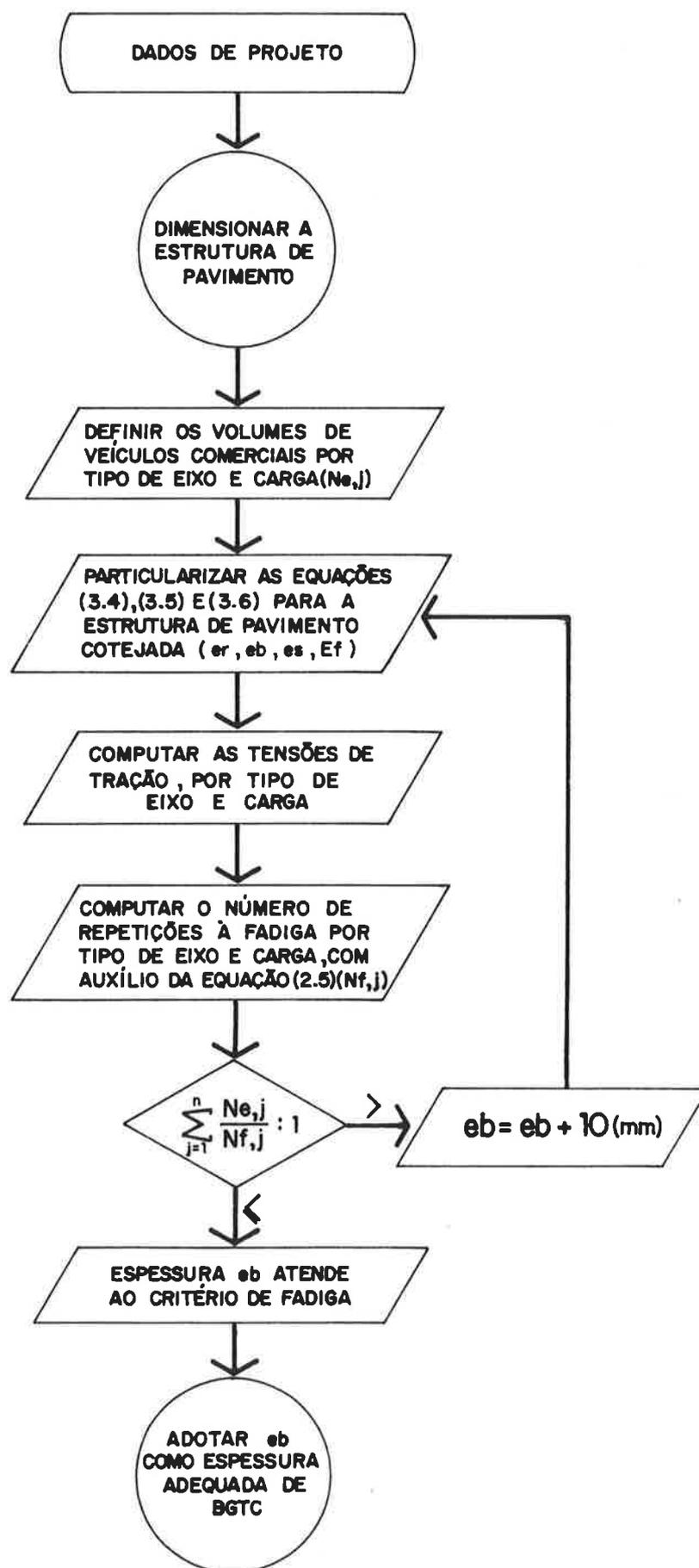


Figura 3.4 Fluxograma para verificação à fadiga (tráfego detalhado)

máxima admitida, idêntica aos três casos. Feito isto, toma-se a maior espessura resultante e verifica-se se o pavimento proposto atende a esta espessura de BGTC.

Na realidade o critério exposto dimensiona implicitamente a espessura da camada de BGTC para a carga mais crítica dentre as consideradas. Na Figura 3.5 é apresentado um fluxograma deste processo de verificação, sendo no anexo 3 apresentado um exemplo numérico aplicando os conceitos aqui indicados.

### 3.8 Comentários Finais

Com base em programa computacional disponível para o cálculo de tensões e de deformações em estruturas de pavimentos, durante o presente estudo foi possível estabelecer modelos para o cálculo de tensões de tração na flexão às quais a camada de BGTC de um pavimento semi-rígido fica sujeita, quando sofre as ações impostas pelo tráfego rodoviário. Os modelos desenvolvidos e apresentados neste estudo foram particularizados para o caso de bases em BGTC com as características definidas a partir dos estudos experimentais.

Conhecido o comportamento à fadiga do material, através de modelos experimentais ou de desempenho observado em campo, é possível a verificação estrutural de um pavimento semi-rígido, com a finalidade de adequar a espessura de sua base cimentada, no caso a BGTC, tendo em vista a problemática da fadiga deste material.

Com base nos modelos estudados, é possível ainda inferir que, como é de uso habitual no país, espessuras de BGTC inferiores a 250 mm em camadas de base de pavimentos semi-rígidos são bastante críticas no que diz respeito às questões de tensões de tração na flexão admissíveis e de comportamento à fadiga do material.

Quanto às deficiências apontadas no critério de dimensionamento da AASHTO (1986), cabe recordar que seriam similares às demais metodologias de projeto existentes quando fundamentadas em outros critérios de ruptura que não o de fadiga.

De qualquer maneira, restam aos projetistas algumas sugestões para melhor definir, em termos de espessuras, as camadas de um pavimento semi-rígido, como uma contribuição para uma mais profunda reflexão de seu comportamento em fases de projeto. Trata-se portanto de um critério de verificação complementar e não de mais outro "método de projeto" baseado em crenças de alguns técnicos ou em experiências limitadas.

Logicamente, muito há de ser feito ainda para a melhoria dos presentes conhecimentos. Destacamos, a nível experimental, a necessidade de estudos de processos de retração do material e de introdução de conceitos relativos à fratura da BGTC sob estado múltiplo de tensões. Em contrapartida, avaliações teóricas de estados de tensão em regiões fissuradas da camada de BGTC serão apenas possíveis através da elaboração de modelos com utilização de elementos finitos.

Dentro deste contexto, torna-se essencial voltar ao material, estudando formas de melhor adequar seu processo de fabricação e construtivo, como parte imprescindível para o sucesso de uma obra de engenharia. Com base nos elementos disponíveis até o presente momento, no capítulo 4 é apresentada uma análise crítica das especificações vigentes para o material (BGTC), procurando-se contribuir para sua melhor aplicação em obras rodoviárias.

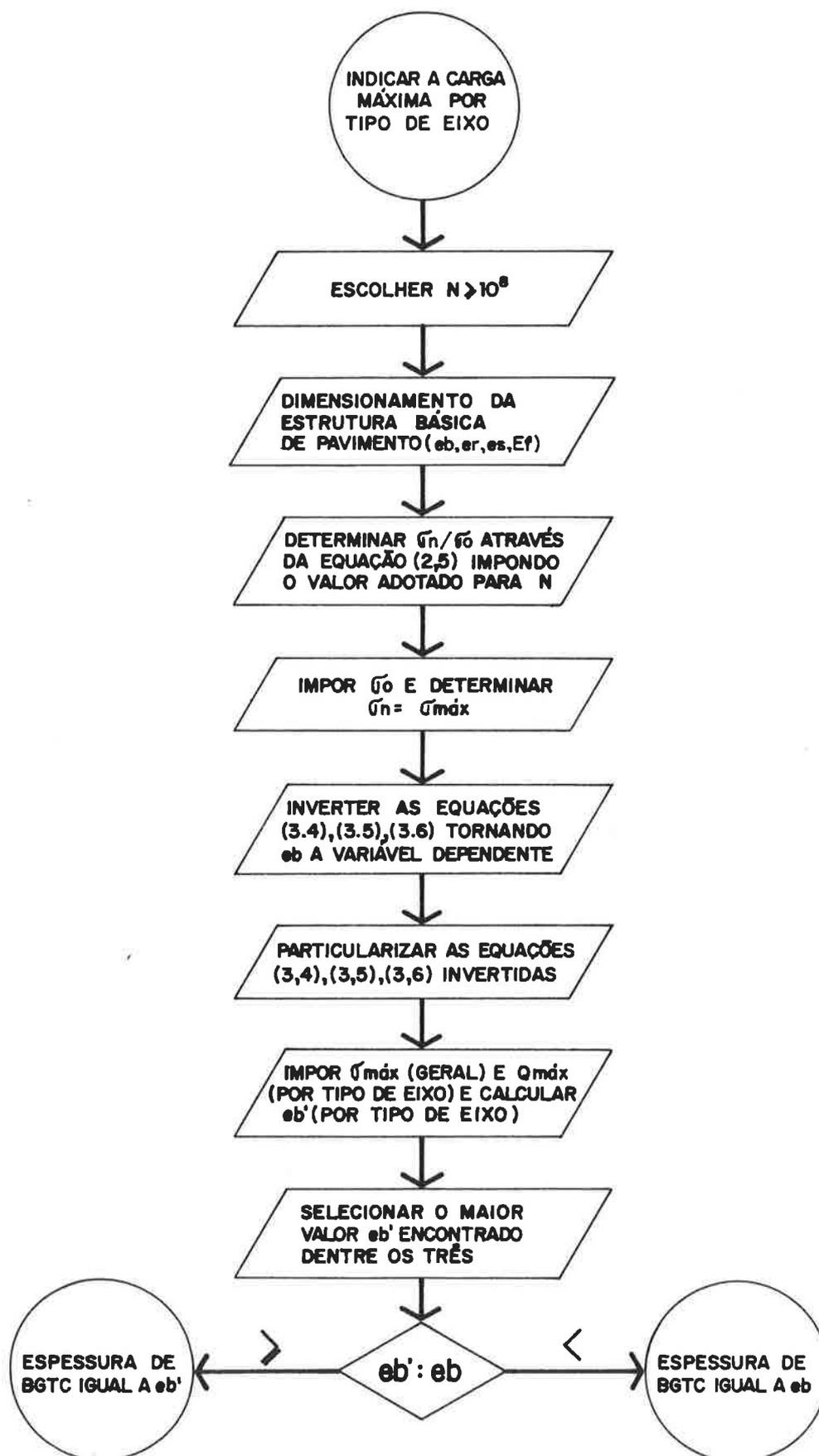


Figura 3.5 Fluxograma para verificação à fadiga (tráfego admitido)

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- AASHTO (1986). **AASHTO guide for design of pavement structures**. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- BARKSDALE, R.D.; GREENE, R.L.; BUSH, A.J.; MACHEMEHL, C.A.Jr. (1989). **Performance of thin-surfaced, crushed-stone base pavement**. Implication of Aggregates in the Design, Construction, and Performance of Flexible Pavements, ASTM STP 1016, American Society for Testing and Materials, pp. 19-33, Philadelphia.
- BONITZER, J. (1968). **Où en est le calcul des chaussées après la deuxième conférence d'Ann Arbor, 2e. Conf. Int. Ann Arbor 1967**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial K, déc., pp. 9-21.
- CAREY, W.; IRICK, P. (1962). **The pavement serviceability-performance concept**. Highway Research Board, HRB Special Report 61E, AASHTO Road Test, pp. 291-306, Washington.
- CHUA, K.M. (1989). **Evaluation of moduli backcalculation programs for low-volume roads**. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026, American Society for Testing and Materials, pp. 398-414, Philadelphia.
- DE BEER, M.; HORAK, E.; VISSER, A.T. (1989) **The multidepth deflectometer (MDD) system for determining the effective elastic moduli of pavement layers**. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026, American Society for Testing and Materials, pp. 70-89, Philadelphia.
- FELT, E.J.; ABRAMS, M.S. (1957). **Strength and elastic properties of compacted soil-cement mixtures**. Portland Cement Association, Bulletin D16, Chicago.
- GONTIJO, P.R.A.; SANTANA, H. (1989). **Análise tensional de sistemas multicamadas e procedimento metodológico para dimensionamento do reforço estrutural de pavimentos flexíveis**. Anais do 2o. Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, Associação Brasileira de Pavimentação, vol. 1, pp. 2.12.1-2.12.39, Rio de Janeiro.
- PACKARD, R.G. (1970). **Thickness design for soil-cement pavements**. Portland Cement Association, EB068.01S, Skokie.
- PCA (1975). **Thickness design of soil-cement pavements for heavy industrial vehicles**. Portland Cement Association, IS187.01S, Skokie.
- HUDSON, W.R. (1991). **Are pavements built for the user? The interrelationship of pavement roughness, serviceability, and performance**. ASTM Standartization News, American Society for Testing and Materials, february.
- ITA (1985). **Ensaio de laboratório desenvolvidos pelo ITA**. Obra: Via Leste - São Paulo. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos.
- KOPPERMAN, S.; TILLER, G.; TSENG, M. (1986). **ELSYM5: interactive microcomputer version, user's manual: IBM-PC and compatible version**. Federal Highway Administration, Report no. FHWA-TS-87-206, Final Report, dec., Washington, D.C.

- MARCHIONNA, A. (1989). **Considerazioni sul comportamento strutturale ed il dimensionamento delle pavimentazioni semirigide. Verifica a fatica e riflessione delle fessure.** Autostrade, n. 3, pp 69-75, Roma.
- MONISMITH, C.L.; FINN, F.N.; VALLERGA, B.A. (1989). **A comprehensive asphalt concrete mixture design system.** Asphalt Concrete Mix Design: Development of More Rational Approaches, ASTM STP 1041, American Society for Testing and Materials, pp. 39-71, Philadelphia.
- PEREIRA, A.M. (1985). **Análise crítica dos fatores de equivalência adotados pelo DNER e sua aplicação às rodovias de tráfego pesado.** Tese para Concurso de Professor Titular do Departamento de Transportes, Setor Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.
- PREUSSLER, E.S. (1983). **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação a projeto de camadas de reforço.** Tese de Doutorado, COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- TAYABJI, S.D.; NUSSBAUM, P.J.; CIOLKO, A.T. (1982). **Evaluation of heavily loaded cement-stabilized bases.** TRR 839, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. (1975). **Principles of pavement design.** 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.

## CAPÍTULO 4

### EXECUÇÃO DA BGTC

O caráter dinâmico das especificações é algo natural, resultante do aperfeiçoamento das técnicas construtivas adquirido ao longo do tempo. Para uma mesma denominação de material, alteram-se faixas granulométricas, processo de produção, equipamento de execução, formas de controle tecnológico, etc.

Deste destino não escaparam as especificações nacionais para as misturas de BGTC, que desde os anos 70 sofreram sucessivas alterações, sendo encontradas diferenças entre as mesmas para cada obra que adotou tal material.

Estudando-se as especificações existentes no país, uma vez que não há ainda uma norma unificada, são encontradas algumas diferenças entre as mesmas, muitas vezes resultantes de experiências específicas vividas pelos órgãos rodoviários. Tais diferenças não se evidenciam, a princípio, na qualidade final do produto buscada por cada uma das mesmas.

Para um adequado encerramento deste trabalho, seria indispensável analisar as especificações atualmente existentes, com a finalidade de contribuir para a melhoria das mesmas, tendo em vista as experiências internacionais já realizadas e a proposta básica de mistura contida nesta fase da pesquisa.

Não se pretende de forma alguma propor uma nova especificação em detrimento das existentes, mas de alguma maneira contribuir para uma melhor reflexão de como atingir um produto final de qualidade superior. Algumas práticas aparentemente não consideradas pelas normas vigentes são também discutidas, na tentativa de eliminar alguns preconceitos quanto à sua utilização.

#### 4.1 As Especificações Brasileiras

São cinco as especificações apresentadas e discutidas neste trabalho: da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1990), do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1989), do Desenvolvimento Rodoviário S.A. (DERSA, 1989) e dos Departamentos de Estradas de Rodagem dos Estados de São Paulo (DER-SP, 1991) e do Paraná (DER-PR, 1991).

Os dados aqui apresentados referem-se às versões mais atuais das especificações, pesquisadas junto aos órgãos mencionados. Ressalta-se ainda que, para a elaboração da mistura estudada no presente trabalho, a especificação (projeto) da ABNT foi tomada como referência, uma vez que se trata do órgão normativo brasileiro e portanto indicador das diretrizes básicas para todo o território nacional.

##### 4.1.1 Exigências e Requisitos

Com a finalidade de facilitar a análise das especificações vigentes, foi organizada a Tabela 4.1, onde são apresentados os requisitos necessários para a fabricação, aplicação e controle de execução da BGTC, indicados por cada uma das normas estudadas. Na Figura 4.1 são indicadas as faixas granulométricas adotadas pelas normalizações estudadas.

##### 4.1.2 Discussão dos Requisitos Básicos

###### Tipo de Agregado

Somente a norma do DER-SP abre a possibilidade de utilizar pedregulhos (seixos), não indicando se aluvionares ou resultantes de processos de concreção de solos. De qualquer maneira, este material deve ser britado e não utilizado em sua forma natural, devendo as frações retidas na peneira de 4,8 mm possuir "no mínimo, duas faces resultantes de fratura", como reza a norma.

A bem da verdade, nas grandes obras rodoviárias ocorridas no Estado de São Paulo, não se verificou o uso de agregado desta espécie em misturas de BGTC. Talvez a norma deixe tal possibilidade em aberto pelo fato de que em extensas regiões do estado, as rochas básicas encontradas sejam espécies de arenito, a profundidades que impedem sua exploração e à sua inerente dificuldade de britagem.

De qualquer forma, a prática de utilização de pedregulhos britados para a execução da mistura é bastante encontrada no exterior, verificando-se insignificantes discrepâncias no que tange às características mecânicas resultantes para as misturas, em se usando pedregulhos britados ou rochas britadas como agregado básico. (WILLIAMS & PATANKAR, 1968).

A exigência fundamental, entretanto, deve ser a obrigatória britagem dos pedregulhos, uma vez que os materiais angulosos favorecem a disposição interna dos grãos durante a compactação da BGTC, fornecendo uma maior estabilidade mecânica do material antes que se inicie a pega do cimento, além de causar efeitos favoráveis para o ganho de resistência à tração e de módulo de elasticidade da mistura curada (LEGRAND & BONNOT, 1968).

ITEM	ABNT	DNER	DER-SP	DER-PR	DERSA
Tipo de Agregado	pedra britada	pedra britada	pedra britada pedregulho britado	pedra britada	pedra britada
Tipo de Cimento	Cimento Portland Comum	Cimento Portland Comum Cimento Portland ARI Cimento Portland AF Cimento Portland Pozolânico	Cimento Portland Comum	Cimento Portland Comum Cimento Portland Pozolânico	Cimento Portland Comum Cimento Portland ARI Cimento Portland AF Cimento Portland Pozolânico
Água	exigências da NBR6118	livre de substâncias prejudiciais à hidratação	que não acarrete perda de resistência	exigências da NBR6118	livre de substâncias prejudiciais à hidratação
Agregados	-desgaste LA < 40% -durabilidade: perda < 20% no sulfato de sódio perda < 30% no sulfato de magnésio -equivalente de areia > 35% -índice de forma < 2 estimado em 4%	não apresentar matéria orgânica ou substâncias nocivas	-desgaste LA < 40% -durabilidade: perda < 20% no sulfato de sódio perda < 30% no sulfato de magnésio -equivalente de areia > 35% -índice de lamelaridade < 10%	-desgaste LA < 50% -durabilidade: perda < 15 a 18% no sulfato de sódio -equivalente de areia > 40% -índice de lamelaridade < 20%	-desgaste LA < 35% -durabilidade: perda < 20% no sulfato de sódio perda < 30% no sulfato de magnésio -equivalente de areia > 25% -índice de forma < 0,5
Teor de Cimento	(a ser definido entre 3, 4 e 5% em função da resistência à compressão desejada)	não dá valor de referência (em função da resistência exigida em projeto)	1, 2, 3 e 4% (no máximo) fixado por dosagem para atingir a resistência à compressão desejada	fixado por resistência à compressão	fixado por resistência à compressão e à tração (indireta)
Central de Mistura	usina	usina	usina (três silos para agregados)	usina (três silos para agregados)	usina (três silos para agregados)
Equipamentos para Distribuição e Espalhamento	distribuidor auto-propulsor (vibro-acabadora)	distribuidor auto-propulsor (vibro-acabadora)	distribuidor auto-propulsor (vibro-acabadora)	distribuidor auto-propulsor (vibro-acabadora)	distribuidor auto-propulsor (vibro-acabadora)
Compactação	rolos lisos estáticos rolos lisos vibratórios rolos pneumáticos	rolos lisos estáticos rolos lisos vibratórios rolos pneumáticos	rolos lisos vibratórios rolos pneumáticos	rolos lisos vibratórios rolos pneumáticos	rolos lisos estáticos rolos lisos vibratórios rolos pneumáticos
Controle de Compactação	G.C. > 100% da energia intermediária umidade: -1% a +1% da umidade ótima	G.C. > 100% da energia intermediária umidade: -1% a +1% da umidade ótima	G.C. > 100% da energia intermediária umidade ótima	G.C. > 100% da energia intermediária umidade ótima	G.C. > 100% da energia intermediária umidade: -2% a +1% da umidade ótima
Espessura da Camada Acabada	mínimo 100mm máximo 150mm (se > 150mm executar em duas camadas)	mínimo 100mm máximo 250mm (camada única)	máximo 150mm (se > 150mm executar em duas camadas de 100mm no mínimo)	mínimo 150mm	camada única
Variação do Teor de Cimento	-10 a +20 mm da espessura de projeto	-10 mm da espessura de projeto	±10% sobre o teor de projeto	±0,5% do teor de projeto	-
Variação de Espessura Tolerável	-10 a +20 mm da espessura de projeto	-10 mm da espessura de projeto	±10 mm da espessura de projeto	-10 a +20 mm da espessura de projeto	±10 mm da espessura de projeto
Resistência à Compressão Simples aos 7 dias	mínima 3,5 MPa máxima 8,0 MPa	-	-	mínima 3,5 MPa máxima 8,0 MPa	-
Resistência à Compressão Simples aos 28 dias	-	-	-	-	mínima 3,5 MPa máxima 6,2 MPa
Resistência à Tração (indireta) aos 28 dias	-	-	-	-	mínima 0,55 MPa máxima 1,0 MPa
Tempo Máximo Decorrido entre o Início da Mistura e o Início da Compactação	-	-	3 horas	3 horas	-
Tempo Máximo Decorrido entre o Início e o Fim da Compactação	-	-	2 horas	3 horas	-
Tempo Máximo Decorrido entre o Início da Mistura e o Término da Compactação	3 horas	2 horas	5 horas	6 horas	3 horas

Tabela 4.1 Exigências das especificações brasileiras

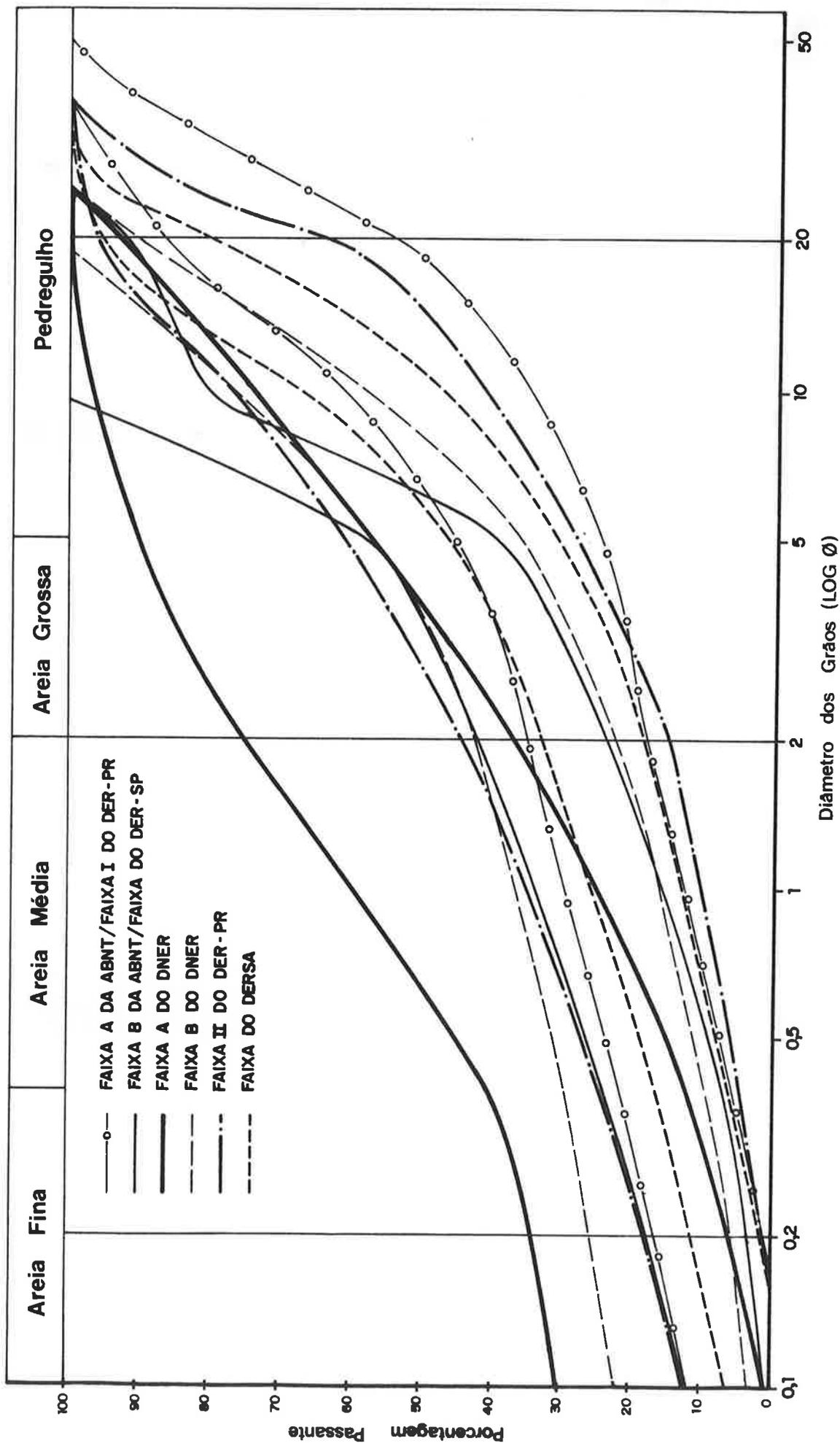


Figura 4.1 Faixas granulométricas adotadas

### **Distribuição Granulométrica**

Nas faixas granulométricas especificadas pelos diversos órgãos mencionados existem evidentes diferenças, como se observa da Figura 4.1. Entre as mesmas, apenas aquela da DERSA, em seu limite inferior, não admite material fino com diâmetro inferior a 0,075 mm.

As faixas B da ABNT e aquela indicada pelo DER-SP são idênticas. Este tipo de distribuição apresenta-se menos graduada que as demais, se consideradas as razões expostas no capítulo 2, por apresentar uma descontinuidade em seu limite inferior, ao limitar a porcentagem de material retido na peneira de abertura de 9,5 mm em 80 %.

Os diâmetros máximos de agregados são mais limitados para a faixa B da ABNT e para as faixas do DNER (25 mm) contra os 32 mm permitidos pela DERSA, os 38 mm permitidos pela faixa II do DER-PR e os 50 mm admitidos na faixa A da ABNT (idêntica à faixa I do DER-PR).

A faixa A do DNER, diversamente das demais, pressupõe a presença de uma maior quantidade de grãos nas frações "areia". A faixa A da ABNT, em seu limite inferior, é aquela que permite a presença de maior quantidade de pedregulhos em sua composição.

Da Figura 4.1 observa-se também que a faixa da DERSA está quase que completamente contida dentro dos limites da faixa II do DER-PR, a menos do diâmetro máximo para os agregados.

Diante das disparidades existentes, mais adiante serão abordados alguns aspectos importantes para uma conveniente seleção de faixa granulométrica, tendo em vista questões construtivas e de qualidade da mistura.

### **Cimento Portland**

A possibilidade de adoção de diferentes tipos de cimento, como concedem as normas do DNER e da DERSA, a princípio não implicaria em produtos finais diferentes em termos de comportamento mecânico, já que em idades avançadas as resistências atingidas pelos mesmos poderiam ser equiparáveis. Entretanto, certamente traria implicações diversas no que concerne à cura e principalmente à possibilidade de liberação da pista ao tráfego.

No caso de cimentos de altas resistências iniciais, a preocupação básica seria a possibilidade de ocorrência do fenômeno de retração térmica de maneira mais intensa; por outro lado, sua adoção permitiria a liberação da camada ao tráfego (pelo menos de obra) em prazos mais curtos, para a execução das camadas restantes dos pavimentos.

Os cimentos de alto forno, fabricados com escórias granuladas, possuem a propriedade de apresentar um processo mais lento de hidratação. Alguns técnicos sustentam sua aplicabilidade em misturas do tipo BGTC exatamente por esta característica, na expectativa de que o fenômeno de retração hidráulica se manifeste de maneira mais branda.

O uso das chamadas "graves-laitier" é consagrado na França, principalmente nos casos de aplicação de camadas de reforço de pavimentos existentes, onde se permite a liberação praticamente imediata do tráfego, procedendo-se a cura do material sob circulação dos veículos. Entretanto, a qualidade final do produto torna-se bastante variável, geralmente inferior à qualidade das misturas tratadas com cimentos Portland comum.

A grande desvantagem da utilização de cimentos pozolânicos estaria associada ao fato de que, para sua reação, são exigidas relações A/C mais elevadas que no caso do cimento comum. Como exposto neste trabalho, à medida em que o teor de umidade da mistura aumenta, há sensíveis quedas nas resistências da BGTC. Nestas circunstâncias, é aconselhável proceder a estudos capazes de indicar as possíveis implicações nas características resistentes da BGTC quando se prevê a utilização deste tipo de ligante hidráulico.

De qualquer maneira, o critério para a seleção do tipo de cimento mais adequado, quando todos estiverem disponíveis e forem economicamente equivalentes, não poderá dispensar a realização de estudos experimentais que sejam capazes de caracterizar as propriedades mecânicas do produto final, bem como a evolução das mesmas durante o processo de hidratação e cura do cimento.

### **Teor de Cimento**

Quanto a este aspecto, pouco se tem a acrescentar, uma vez que nas obras brasileiras o teor de cimento da BGTC tem variado de 3,5 % a 4 %. Esta prática é inclusive consagrada no exterior, como se observa na literatura internacional.

A dosagem em cimento, faz sentido em todas as normas, pois adotam um critério de resistência atingida e principalmente na medida em que um maior teor de cimento pode contribuir para conseguir algum ganho de densidade em misturas que contenham menor quantidade de finos inertes.

O teor de cimento estaria assim mais associado, na prática, à distribuição granulométrica adotada para os agregados na mistura que às resistências finais desejadas. Em outras palavras, existe um trinômio granulometria-teor de cimento-resistência, impossível de ser dissociado.

As tolerâncias admitidas em alguns casos para variações no teor de cimento parecem também ser pouco restritivas, o que não significa ser desnecessária uma dosagem com a finalidade de atender aos requisitos estabelecidos quanto às resistências desejadas.

Quanto a este aspecto, o critério de dosagem da ABNT parece ser mais apropriado à prática de execução da BGTC do que o do DER-SP, pois valores abaixo de 3 % de teor de cimento em peso distanciam-se um pouco do que se entende por este material. A DERSA fixa a necessidade de ser observada uma dada resistência à tração, o que complementa mais ainda o critério da ABNT.

### **4.2 Propostas Básicas**

Como propostas básicas devem ser entendidas aquelas alterações nas especificações que se fazem necessárias, e cujo entendimento é o resultado dos estudos experimentais e teóricos realizados.

São propostas que, com base nas diversas discussões e conclusões apresentadas ao longo deste trabalho, se adotadas em obras, permitirão obter um melhor desempenho para as estruturas semi-rígidas de pavimentos com base em BGTC.

#### 4.2.1 Dosagem da Mistura

Como foi demonstrado, o teor de umidade da mistura (relação A/C) é um fator muito condicionante para o ganho de resistência da BGTC. Logicamente, o teor de cimento também é um dado importante em função das resistências desejadas, e de consideração indispensável no que diz respeito às possíveis variações em distribuições granulométricas dos agregados.

Nenhuma das especificações revisadas faz menção a esta peculiaridade da mistura. Entretanto, face às conclusões inferidas a partir dos estudos experimentais, é extremamente aconselhável que o teor de umidade seja objeto de dosagem da mistura, o que se propõe ser considerado da seguinte maneira:

- 1- Proceder, inicialmente, à dosagem por teor de cimento em peso, para valores entre 3 % e 5 %, como recomenda a ABNT;
- 2- Através de ensaios estáticos aos 7 ou 28 dias de idade dos corpos-de-prova, selecionar o teor de cimento que permita o maior ganho de resistência para a BGTC;
- 3- Para o teor de cimento escolhido, realizar dosagem complementar quanto ao teor de umidade da mistura, variando-se o mesmo entre a umidade ótima de compactação e 2 % abaixo desta umidade de referência;
- 4- Através de ensaios estáticos aos 7 ou 28 dias de idade dos corpos-de-prova dosados quanto ao teor de umidade, selecionar o teor de umidade que conduza ao maior ganho de resistência, quando se utiliza o cimento Portland comum.

Alternativamente, em obras de pequena responsabilidade, quando não for viável a elaboração de um completo estudo de dosagem (projeto da mistura), recomenda-se a elaboração de mistura com teor de umidade de 1 % abaixo daquela de referência (umidade ótima de compactação).

O procedimento de dosagem complementar quanto ao teor de umidade garantirá o melhor aproveitamento possível das misturas de BGTC. Recorda-se aqui que no caso dos materiais estabilizados com cimento, para a completa hidratação do mesmo seriam requeridos tão somente 20 % de seu peso em água (SHERWOOD, 1968).

#### 4.2.2 Energia de Compactação

Como se verificou, é prática internacionalmente reconhecida a exigência de compactação do material na energia modificada e não na energia intermediária como especificam as normas brasileiras. Certamente esta exigência conduz a maiores densidades de compactação, sendo que o material permite esta prática construtiva.

Além disso, especificar tal tipo de compactação resulta em um ganho indiscutível para as propriedades mecânicas da BGTC, uma vez que a umidade da mistura é reduzida, conduzindo a relações A/C inferiores. Assim, as especificações vigentes, ao exigirem grau de compactação de 100 % da energia intermediária, induzem à sub-utilização do material, que é um material "nobre".

Propõe-se portanto, para fins de dosagem e execução, a adoção da energia modificada como referência para o material. A consideração simultânea deste fator com o critério complementar de dosagem proposto, conduzirá a misturas com melhores resistências à tração e maiores valores de módulo de elasticidade.

Além disso, como recorda GEORGE (1971), os efeitos da retração são passíveis de redução na medida em que a compactação do material estabilizado com cimento é mais enérgica.

#### **4.2.3 Avaliação de Resistências**

As camadas de BGTC em pavimentos semi-rígidos apresentarão comportamento crítico no que se refere às solicitações em tração. Muito embora o ensaio à compressão simples possa servir como um bom indicador para fins de dosagem, seria desejável ao menos o conhecimento da resistência à tração direta do material, pelo fato de a partir desta ser possível avaliar a resistência à tração na flexão.

Sugere-se, dadas as dificuldades desse tipo de ensaio, a adoção do ensaio brasileiro (compressão diametral) como indicador da resistência à tração do material (como explicitado na especificação da DERSA). Os meios de se estimar o valor da resistência à tração na flexão a partir desse tipo de resultado foram apresentados no capítulo 2 deste trabalho.

A definição deste parâmetro para a mistura é fundamental para posteriores considerações sobre o processo de fadiga na BGTC. Na ausência de resultados desta espécie, este trabalho sugeriu uma correlação entre resistências à compressão e à tração direta, podendo ser adotado para análises teóricas, em que pese tratar-se de estimativa com as limitações já indicadas.

#### **4.2.4 Compactação da BGTC**

Consideramos inadequadas as indicações a esse respeito contidas nas especificações da ABNT e do DER-SP. De suas interpretações resulta que, por exemplo, uma camada de 200 mm de BGTC venha a ser compactada em duas camadas independentes com 100 mm cada uma.

Esta prática de dividir os serviços de compactação deve ser abolida, com base em dois argumentos complementares. Primeiramente, experiências internacionais e nacionais, como aquelas apontadas no capítulo 1, demonstram a ineficiência desse procedimento de campo, já que a camada superior apresentou um estado de deterioração precoce.

Do ponto de vista prático, isto demonstra que pavimentos assim construídos apresentam na realidade duas camadas de BGTC trabalhando independentemente. À luz dos estudos teóricos realizados, pequenas espessuras de BGTC induzem rapidamente o processo de fadiga, quando não à ruptura quase imediata do material logo no início de serviço dos pavimentos.

Além disso, como já apontado anteriormente, esta prática pode conduzir a densidades mais baixas na parte inferior da camada superior. Assim sustenta-se a execução da BGTC em camada única, independentemente de sua espessura, para garantir maiores resistências para o material, o que implica em melhor comportamento à fadiga.

#### 4.2.5 Controle de Espessuras

Aqui defronta-se com outro aspecto crucial no que diz respeito ao processo de fadiga da BGTC. As especificações analisadas em geral admitem uma tolerância de espessura final da camada compactada de 10 mm inferior à espessura de projeto. Tal tolerância, aparentemente insignificante, poderá ter consequências relevantes para a vida de fadiga da BGTC.

Isto pode ser verificado com base nos estudos realizados. Se for considerada, por exemplo, uma estrutura com 100 mm de revestimento, 300 mm de base, 150 mm de sub-base, módulo de elasticidade da fundação de 125 MPa e o eixo-padrão de 80 KN, uma variação de -10 mm na espessura de base causaria uma queda, na expectativa de vida de fadiga da BGTC, de  $2,5 \times 10^5$  para  $8 \times 10^4$  repetições de carga.

A princípio, considera-se que variações (para menos) na espessura da camada acabada de BGTC não devem ser toleradas. Isto poderá, entretanto, ser objeto de análise na fase de estudos, tendo em vista os critérios construtivos a serem adotados em obra.

#### 4.3 Melhorias Possíveis

Por melhorias possíveis devem ser entendidas aquelas alterações ou complementações cabíveis nas especificações vigentes, tendo em vista a experiência recolhida através da análise de diversos trabalhos publicados sobre o assunto, consagrando a adoção das diretrizes aqui expostas.

Poderão assim constituir objeto de análise em futuras aplicações da BGTC na construção de pavimentos semi-rígidos, o que em alguns casos deve ser encarado a título de pesquisa, para posterior confirmação das expectativas presentes.

##### 4.3.1 Granulometria

Existem diversas razões encontradas em estudos anteriormente realizados para se acreditar que a limitação do diâmetro máximo do agregado seria um procedimento bastante benéfico para a execução da BGTC.

Do ponto de vista construtivo, LEGRAND & BONNOT (1968) indicam que misturas de BGTC com diâmetro máximo de 20 mm para os agregados, facilitam muito o espalhamento e a compactação do material, permitindo um melhor acabamento da superfície da camada.

Esses mesmos autores ainda recomendam a adoção de tal diâmetro máximo de agregados, pois esta prática possibilita minimizar o problema da segregação (perda de homogeneidade da mistura). A recente experiência acumulada em obras brasileiras confirma este fato (PINOTI, 1991).

Do ponto de vista de resultados, CAULEY & KENNEDY (1973) comprovaram através de estudos experimentais que misturas com diâmetro máximo de agregados de 25 mm fornecem melhores resistências à tração ao material.

Outro aspecto importante quanto à granulometria é a questão da distribuição a ser adotada. Segundo a AIPCR (1991), as distribuições mais descontínuas são aconselháveis,

pois excessos de frações "areia" geram misturas com maiores possibilidades de apresentar problemas de segregação durante as diversas fases de sua execução.

Por esta mesma razão, na França dá-se preferência às misturas de BGTC com distribuição granulométrica próxima do limite inferior da faixa especificada pelo SETRA-LCPC.

Considerados tais aspectos, algumas das especificações brasileiras se apresentariam menos interessantes. São os casos da faixa A da ABNT (idêntica à faixa I do DER-PR), da faixa II do DER-PR e da faixa da DERSA, que na prática, exigem agregados com diâmetros máximos superiores a 20 mm. A faixa A do DNER, por sua vez, dá margem à utilização de distribuições ricas em frações "areia".

Nestas condições, a faixa B da ABNT (idêntica à faixa do DER-SP) e a faixa B do DNER mostram-se mais interessantes na medida em que possibilitam a adoção de diâmetro máximo inferior a 20 mm, muito embora a faixa B da ABNT também apresente uma má graduação em seu limite superior ao possibilitar a adoção de diâmetros máximos de (no mínimo) 9,5 mm.

Quanto à má distribuição do limite inferior da faixa B da ABNT, já discutida, a observação da Figura 4.1 permite verificar que, uma correção na mesma, limitando-se a 60 % a porcentagem passante na peneira de abertura 9,5 mm, é capaz de melhorar sensivelmente este aspecto.

Se adotado este procedimento, os limites inferiores da faixa B da ABNT e da faixa B do DNER seriam praticamente idênticos. Além disso, tal modificação faria com que a faixa brasileira envolvesse completamente aquela adotada na França (ver Figura 2.1), resultante de diversos anos de pesquisa sobre a questão. Esta melhoria permitiria à faixa B da ABNT levar a distribuições menos ricas em frações "areia".

### **4.3.2 Equipamentos de Construção**

#### **4.3.2.1 Espalhamento**

Estudando-se as especificações vigentes verifica-se que são unânimes em não indicar a utilização de moto-niveladoras para as operações de espalhamento do material solto antes da compactação.

Em algumas situações, o uso de moto-niveladoras é indicado para a remoção da parte superficial da camada, caso ocorra segregação durante as operações de compactação. Por vezes apenas se diz que é vedado o uso de equipamentos que causem a segregação da BGTC.

A BGTC é realmente um material de execução não trivial, que exige muitos cuidados no que diz respeito à segregação, que eventualmente pode ocorrer mesmo durante o transporte do mesmo entre a sua usinagem e a aplicação em pista.

No entanto, há diversas razões pelas quais a utilização de moto-niveladoras não pode ser dispensada; antes ainda, é condição necessária. Uma delas é a necessidade de execução da camada em sua espessura total, o que não pode ser obtido, em todos os casos, através do uso de vibro-acabadeiras.

MARTINEAU (1978), por exemplo, indica que na França as vibro-acabadeiras permitem o espalhamento de material solto para espessuras acabadas de 230 a 250 mm no máximo, sendo que tais equipamentos permitem uma pré-compactação e nivelamento de boa qualidade.

Por outro lado, situações que exijam maiores espessuras de material, são normalmente controladas através do uso eficiente de moto-niveladoras ou ainda dos "spreader box", alguns com dispositivo de nivelamento automático. Para o espalhamento de grandes espessuras em larguras maiores (até 8 metros) são ainda utilizadas as auto-grades com formas deslizantes.

A utilização de moto-niveladoras pode tornar-se crítica sob o prisma de produção horária do equipamento e da precisão da espessura da camada acabada, como se infere da Tabela 4.2 montada a partir de indicações fornecidas por MARTINEAU (1978) e por LE COZ & PAUTE (1978).

Equipamento	Produção Horária (kg/h)	Precisão na Espessura (mm)
Moto-niveladoras	250.000 a 350.000	± 40 a 60
Vibro-acabadoras	400.000	±10 a 20
Auto-grades	700.000	± 10

**Tabela 4.2** Indicadores de eficiência de equipamentos de distribuição

Argumentos favoráveis à adoção de moto-niveladoras para camadas espessas de BGTC podem também ser encontrados na experiência francesa de construção de bases estabilizadas com ligantes hidráulicos de elevada qualidade, atingindo espessuras únicas de 400 mm (LA ROUTE FRANÇAISE, 1992).

Mas a aplicabilidade das moto-niveladoras foi também objeto de recente artigo publicado no país, no qual PINOTI (1991) aponta inúmeras conveniências de sua utilização para camadas espessas, indicando os cuidados a serem tomados e os processos construtivos a serem adotados em obra.

Quanto à regularidade da superfície acabada, MARTINEAU (1978) indica as qualidades observadas para as diversas formas de distribuição do material possíveis de serem adotadas em obras. A diferença essencial entre moto-niveladoras e vibro-acabadoras consiste no fato de que, para o primeiro caso, é obtida boa regularidade para pequenos comprimentos de onda e medíocre para médios e grandes comprimentos de onda; para o segundo caso, os resultados são opostos.

De qualquer maneira, a necessidade de compactação em camada única não dispensa a necessidade da adoção de moto-niveladoras em grande parte das situações.

#### 4.3.2.2 Compactação

Quanto aos tipos de rolos para a compactação da camada de BGTC, as especificações vigentes não diferenciam claramente como devem ser aplicados, deixando em dúvida, portanto, possíveis consequências da escolha de algum dos equipamentos indicados.

Segundo experiências realizadas por MOREL & VALEUX (1973) e também por LE COZ & PAUTE (1978), o maior problema advindo da adoção de rolos de pneus é que em geral, as densidades de fundo de camada obtidas não são satisfatórias. Os rolos vibratórios, consideradas idênticas produções horárias, permitem alcançar mais elevado grau de compactação para o material.

Em outras palavras, o uso de rolo de pneus requer número de passadas fatalmente superior que os rolos vibratórios para atingir idênticas densidades. Para MOREL & VALEUX (1973) o uso de rolos vibratórios é indispensável para obter elevadas densidades de fundo de camada, embora os rolos de pneus permitam melhor acabamento da superfície do material.

Esta aptidão dos rolos metálicos vibratórios é apontada por MARTINEAU (1978) que indica como exemplo, que para uma espessura final de 200 mm de BGTC, compactada na energia modificada, são exigidas de 10 a 12 passadas (uma ida ou uma volta) de rolo liso vibratório (com relação massa estática por comprimento de geratriz do rolo de 2 kg/mm), contra 15 a 20 passadas de rolo de pneus pesado.

Assim sendo, parece adequado especificar os dois tipos de equipamentos, devendo-se no entanto, indicar suas respectivas formas de utilização em campo. Com base nos estudos de LE COZ & PAUTE (1978) e em informações de MARTINEAU (1978), é ainda conveniente acrescentar que velocidades de passagem destes equipamentos sobre a camada superiores a 2 km/h dificultam muito a obtenção de densidades máximas na energia modificada.

O desenvolvimento de trabalhos que permitam estabelecer as condições mínimas para a execução de camadas de difícil compactação (como é o caso da BGTC) é algo extremamente importante para ser considerado, o que poderá ser atingido através das novas experiências que venham a ocorrer em rodovias brasileiras.

Como ponto de partida para futuros estudos, no anexo 4 são apresentados os critérios de compactação de misturas de BGTC adotados na França, com base na lista de aptidão de equipamentos desenvolvida para obras naquele país.

#### 4.3.3 Controle de Densidade

Uma das grandes dificuldades normalmente constatadas durante a execução de camadas de pavimentos constituídas por materiais granulares é a verificação da densidade atingida após a compactação, para fins de liberação do serviço.

O processo do frasco de areia, amplamente utilizado, apresenta nestes casos uma peculiaridade que é a dificuldade de obtenção de superfícies lisas na abertura da cava no material. Isto induz uma margem de erros ou de precisão na determinação de densidades "in situ", que varia muito em função da habilidade do operador do ensaio.

No caso de misturas do tipo BGTC surge ainda um fator um pouco mais complexo, que se manifesta em maior ou menor grau em função do teor de cimento da mistura. É o abatimento (do inglês "slumping") das paredes da cava, fenômeno similar ao teste normalmente utilizado para o controle de concretos em obra.

PARSONS (1966) apresenta estudo bastante interessante realizado pelo RRL na Grã-Bretanha, indicando que as densidades medidas em camadas de materiais granulares estabilizados com cimento ao longo de seis horas após sua compactação, apresentam resultados superiores em até cerca de 6 % se confrontadas com densidades medidas 24 horas após a compactação, quando por efeito da pega do cimento o abatimento da superfície da cava já não ocorre.

Em outras palavras, densidades medidas a partir do processo do frasco de areia logo após a compactação geralmente se apresentam superiores àquelas realmente atingidas. Este fato deve ser evitado, pois causaria uma super-estimativa indesejável, não garantindo o grau de compactação especificado para o material.

A melhor maneira atualmente disponível para um controle preciso e rápido da densidade atingida é a utilização de ensaios gama-densimétricos, que ainda permitem estimativas ao longo da profundidade da camada, permitindo a observação das densidades de fundo de camada, extremamente importantes para o bom comportamento da BGTC.

#### 4.3.4 Controle da Camada Subjacente

Um aspecto que interfere muito na compactação de camadas de BGTC é a deformabilidade das camadas subjacentes. LE COZ & PAUTE (1978) apresentam diversos resultados obtidos em campo, referentes às densidades apresentadas após compactação, medidas em amostras retiradas em campo após a cura da camada em questão.

Na Figura 4.2 são reproduzidos os resultados obtidos no estudo mencionado, onde se verifica claramente que quanto menor a deformabilidade da camada subjacente à BGTC, maiores são as densidades obtidas no fundo desta camada após a compactação.

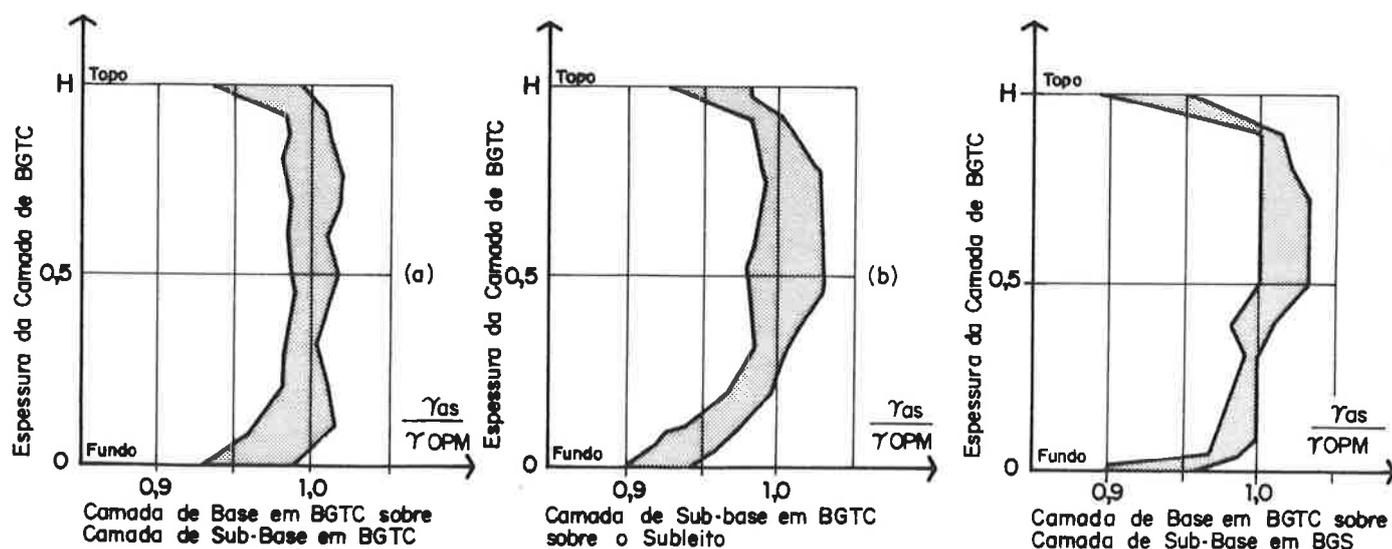


Figura 4.2 Variação de densidades na camada de BGTC

Isto aponta para a necessidade de existência, antes mesmo de uma superfície bem acabada para o espalhamento da BGTC, de um sistema de apoio menos deformável. Para o caso dos pavimentos típicos estudados no presente trabalho, que inclusive retratam bem grande parte dos casos construtivos brasileiros, está presente sempre uma camada de BGS sob a camada de BGTC.

Uma forma de obter uma baixa deformabilidade sobre a camada de BGS é a sua compactação na energia modificada, e se necessário, adotando uma compactação suplementar como recomendam BALDUZZI & BENDER (1991). Outra vez se verifica a importância da presença de uma camada granular sob a BGTC, que além de colaborar para a drenagem dos pavimentos, possibilitará maior uniformidade e menor deformabilidade para o apoio da camada de BGTC.

#### **4.3.5 Retardadores de Pega**

Em todas as especificações estão presentes restrições quanto ao tempo decorrido entre o início da fabricação da mistura e o término de sua compactação. Os tempos apresentados são coerentes com diversos estudos encontrados na literatura internacional, entre os mesmos SHERWOOD (1968), LEGRAND & BONNOT (1968) e CAULEY & KENNEDY (1973).

Restaria acrescentar aqui que o tempo de início de pega do cimento tem um papel bastante importante neste prazo especificado. O que é bastante desaconselhável é a solicitação do tráfego a partir da existência das primeiras ligações pontuais entre cimento e agregados, uma vez que poderiam romper-se.

Entretanto, por razões de natureza construtiva, no canteiro de obras de uma rodovia estes prazos poderão ser dilatados, o que exigirá obrigatoriamente a adoção de retardadores de pega para evitar uma possível perda de qualidade final do produto.

Resultados favoráveis quanto à adoção de retardadores de pega são descritos por PINOTI (1991) na construção de camadas de BGTC para as pistas da rodovia de ligação entre Campinas e Sorocaba, em São Paulo, quando sua adoção permitiu a prorrogação de duas horas para a finalização dos serviços de compactação.

LE COZ (1975) indica ter atingido condições de compactar até após seis horas de fabricação da mistura, sem perda de qualidade para a mesma. ALÉGRE et al. (1977) concluem que os retardadores de pega devem ser selecionados tendo em vista a natureza dos agregados, sendo ainda capazes de diminuir a necessidade de água da mistura, causando ganhos para a resistência à tração do material.

Embora não mencionados nas especificações, os retardadores de pega poderão ser utilizados desde que sejam realizados, previamente, estudos sobre sua eficiência, dentro das condições esperadas no canteiro de obras.

#### **4.3.6 Cuidados com a Segregação**

A segregação do material é um problema inerente à BGTC, e importante objeto de controle. PINOTI (1991) aponta para o fato de que a segregação pode ocorrer desde a descarga na usina, durante o transporte, na descarga em pista e também no espalhamento do material.

Uma das formas de minimizar este problema, como já se expôs, seria a adoção de diâmetros máximos de agregados da ordem de 20 mm, como recomendam alguns autores com base em suas experiências locais.

A AIPCR (1991) faz algumas recomendações em caráter de medidas preventivas para a minimização da segregação do material. Durante estocagem ou fabricação, um dos procedimentos favoráveis à diminuição do risco é a redução, ao máximo possível, da altura de queda dos materiais.

Assim, partes segregadas de agregados em seus respectivos estoques, devem ser preferencialmente eliminadas antes da mistura. Outro ensinamento oriundo destas indicações é a necessidade da redução da altura de queda da mistura para dentro da caçamba dos caminhões.

Elaborada a mistura, deve ser evitada sua deposição (na caçamba ou na pista) em pilhas com formato cônicos. A utilização prévia de grade de disco para o revolvimento da mistura é também considerada prática benéfica antes da compactação do material.

No caso de se trabalhar com vibro-acabadeiras para o espalhamento do material, a AIPCR (1991) recomenda ainda não depositar o material da caçamba dos caminhões quando o distribuidor já se encontra completamente vazio.

Estas técnicas indicadas pela AIPCR para prevenir a segregação foram redigidas por um grupo de técnicos da Comunidade Européia, altamente especializados na execução destes tipos de serviços.

#### **4.3.7 Cura do Material**

Como no caso dos concretos, a cura da BGTC é muito importante para garantir a presença de água, em quantidade suficiente, de maneira que o processo de hidratação do cimento não seja interrompido até que se alcance a resistência desejada para a mistura.

Uma vez que os critérios de dosagem são balizados pelas características resistentes da BGTC, que por sua vez devem ser consideradas como parâmetros de projeto e dimensionamento, a duração do período de cura poderá ser definida em obra, em se verificando as resistências atingidas pelo produto aplicado em pista.

Isto faz pensar que tal controle deva ser realizado através da moldagem de corpos-de-prova durante a aplicação do material em pista, e que tais amostras permaneçam em condições de cura semelhantes àquela prevalente em campo, consideradas as condições de temperatura ambiente, umidade relativa do ar, proteção superficial da camada, etc.

Corpos-de-prova curados em condições de laboratório plenamente favoráveis ao processo de hidratação podem levar a conclusões equivocadas sobre as condições do material em campo, uma vez que seria impraticável garantir tais condições em pista.

É importante recordar que, face ao tipo de cimento possível de ser utilizado, as especificações devem impor condições para a aferição da resistência atingida antes da liberação da camada ao tráfego, mesmo sendo este de obras. Cimentos de pega mais lenta devem ter um período de cura mais prolongado de forma a permitir que a mistura alcance, após a compactação, as resistências requeridas.

A DERSA estabelece um período de cura de 14 dias, proibindo a circulação de veículos e a colocação de equipamentos de obra sobre a camada de BGTC antes de decorrido este prazo. Outras especificações, quando fazem menção a tal prazo, são tolerantes quanto à possibilidade do tráfego de obra circular sobre a camada após 7 dias de cura.

Visto que até os 28 dias há bastante significância no ganho de resistência (e portanto no processo de hidratação do cimento) é aconselhável que o período de duração da cura da BGTC compactada, seja o mais extenso possível dentro deste intervalo. A circulação de veículos aos 7 dias sobre a camada poderá causar o rompimento das ligações já estabelecidas, gerando um produto final de qualidade inferior.

As especificações recomendam, logo após o término da compactação da camada, sua subsequente imprimação impermeabilizante, com uso de asfaltos diluídos ou emulsões asfálticas catiônicas de ruptura rápida. Tais materiais teriam o papel de impermeabilizar a superfície da BGTC, evitando a evaporação de água em sua porção superficial.

Uma possível melhoria no processo de cura poderá ser alcançada com a utilização de papel impermeável tipo "kraft", que além de proteger a superfície contra a ação direta da insolação ou de chuvas, são bastante eficientes em evitar a evaporação d'água da superfície, não requerendo adições periódicas de água (PCA, 1966; ACI, 1992).

**BIBLIOGRAFIA CONSULTADA**

- ABNT (1990). **Dosagem da brita graduada tratada com cimento**. Projeto de Norma 2:08.05-001.
- ABNT (1990). **Materiais para brita graduada tratada com cimento**. Projeto de Norma 2:08.05-002.
- ABNT (1990). **Execução de sub-bases ou bases de brita graduada tratada com cimento**. Projeto de Norma 2:08.05-003.
- ACI (1992). **Standard practice for curing concrete (ACI 308-81)**. Manual of Concrete Practice. American Concrete Institute.
- AIPCR (1991). **Chaussées semi-rigides**. Paris.
- ALÈGRE, R.; PLUMAT, M.; COULON, C. (1977). **Influence des retardateurs à effet secondaire plastifiant sur les propriétés des graves-ciment retardées**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 89, mai-juin, pp. 113-116.
- BALDUZZI, F.; BENDER, H. (1990). **Sandwich road structure and materials with high load carrying capacity**. Proceedings from the Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim.
- CAULEY, R.F.; KENNEDY, T. W. (1973). **Proposal for improved tensile strength of cement-treated materials**. Highway Research Board, HRR 442, pp. 34-43, Washington, D.C.
- DER-PR (1991). **Brita graduada tratada com cimento. ES-P 16/91**. Especificações de Serviços Rodoviários, pp. 369-382.
- DERSA (1989). **Especificação de base de brita graduada tratada com cimento**. Documento Técnico ES-P00/006.
- DER-SP (1991). **Sub-bases e bases de brita graduada, tratada ou não com cimento**. Manual de Normas - Pavimentação, Seção 3.06, pp. 68-83.
- DNER (1989). **DNER 39 - Execução de sub-base de brita graduada tratada com cimento**. Manual de Pavimentos Rígidos, Materiais para Concreto de Cimento Portland, Execução e Controle Tecnológico, vol. 1, pp. 343-353.
- GEORGE, K.P. (1971). **Shrinkage cracking of soil-cement base: theoretical and models studies**. Highway Research Board, HRR 351, pp. 115-133, Washington, D.C.
- LA ROUTE FRANÇAISE (1992). **Développements actuels des techniques de matériaux traités aux liants hydrauliques (1)**. Entreprises, pp. 89-91.
- LE COZ, D. (1975). **Introduction des retardateurs de prise dans une centrale de graves-ciment**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 77, mai-juin, pp. 86-88.

- LE COZ, D.; PAUTE, J.-L. (1978). **Répançage et compactage des graves-ciment. Constatations réalisées sur les chantiers du plan routier breton.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 98, nov.-déc., pp. 116-125.
- LEGRAND, J.; BONNOT, J. (1968). **Recommandations pour le traitement des graves au ciment en vue de la réalisation de couches de base.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 29, janv.-fév., pp. 3-1/3-27.
- MARTINEAU, Y. (1978). **Fabrication et mise en oeuvre des graves traitées aux liants hydrauliques.** Assises de Chaussées, Session de Formation Continue, Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elevés, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- MOREL, G.; VALEUX, J.-C. (1973). **Compactage de matériaux traités aux liants hydrauliques pour assises de chaussées.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 29, juil.-août, pp. 79-104.
- PARSONS, A.W. (1966). **An investigation into the accuracy achieved in measuring the state of compaction of cement-bound granular material.** Roads and Road Construction, april, pp. 95-98.
- PCA (1966). **Curing of concrete.** Concrete Information, Skokie.
- PINOTI, C.C. (1991). **Execução de base e sub-base de brita graduada tratada com cimento, de grande espessura.** Anais da 25a. Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, vol. III, pp. 1821-1835, São Paulo.
- PRANDI, E. (1967). **Traitement des graves au ciment et au laitier granulé.** Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 25, mai-juin, pp. 5-1/5-7.
- SHERWOOD, P.T. (1968). **The properties of cement stabilized materials.** Road Research Laboratory, RRL Report LR 205, Crowthorne.
- WILLIAMS, I.T.; PATANKAR, V.D. (1968). **The effect of cement type, aggregate type and mix water content on the properties of lean concrete mixes.** Roads and Road Construction, march, pp. 65-69.

## CONCLUSÕES

Metodologicamente, antes de iniciar este trabalho, sentia-se a necessidade de reforçar o binômio e intertravamento teoria-prática. De fato, muitos estudos se apoiam em sofisticados meios computacionais disponíveis que permitem a avaliação do comportamento de estruturas de pavimento, com a definição de modelos através de regressões e correlações. No entanto, muitas vezes limitam-se a análises teóricas, não dando a devida importância aos materiais de construção, arbitrando inúmeras de suas propriedades fundamentais.

Por outro lado, o conhecimento experimental e empírico de casos práticos de estruturas de pavimentos, com sucessos ou fracassos, norteiam as especificações técnicas construtivas através do acúmulo de experiência, em um processo de tentativa e erro. Independentemente desse fato, é essencial o embasamento teórico que fundamente e justifique uma dada escolha, dentro de um processo causa-efeito.

Por tais razões, este trabalho procurou enfatizar o binômio material-dimensionamento, dedicando-se grande parte do mesmo a cuidadosos estudos experimentais em laboratório, até então não realizados para a BGTC tipicamente nacional estudada. Esse enfoque mais direcionado ao estudo das propriedades do material era indispensável, na medida em que a manipulação de modelos computacionais é algo já bastante difundido em nosso meio rodoviário, e sua correta utilização é condicionada pelo conhecimento preciso das características dos materiais de pavimentação.

Então, sob o prisma de uma pesquisa experimental, o trabalho perseguiu um estudo pioneiro das propriedades mecânicas de uma mistura típica de BGTC, recentemente adotada no país, tornando possível:

- 1- A verificação dos efeitos oriundos da relação A/C sobre as características finais da mistura;
- 2- Estabelecer valores típicos de resistências e módulos de elasticidade para o material, bem como as inter-relações existentes entre esses parâmetros;
- 3- Propor um modelo de comportamento à fadiga para a mistura estudada.

Os resultados experimentais, por sua vez, deram ensejo ao estudo do comportamento tensional de pavimentos semi-rígidos com base em BGTC, o que foi realizado através do uso de um modelo elástico de sistemas de camadas. Este estudo permitiu:

- 1- Verificar que a deterioração precoce de muitos pavimentos semi-rígidos poderá ter origem motivada pela aplicação de metodologias essencialmente empíricas, que não consideram o processo de fadiga ao qual fica sujeita a camada de BGTC sob as ações do tráfego;
- 2- Estabelecer modelos, através de relações obtidas teoricamente, para o cálculo de tensões de tração na flexão em camadas de BGTC para uma estrutura de

pavimento típica; tais modelos, com apoio no modelo de fadiga definido, permitiram verificar que fatores de equivalência de cargas baseados em regras "de quarta potência" não são aplicáveis aos pavimentos semi-rígidos com base em BGTC;

- 3- Definir critérios de verificação dessas estruturas de pavimento quanto ao processo de fadiga da base em BGTC.

Para uma melhor garantia da aplicabilidade real dos modelos experimentais e teóricos desenvolvidos, revisaram-se as especificações vigentes no país para a execução de camadas de BGTC, sugerindo-se então diversas medidas para a obtenção de um produto final de elevada qualidade.

Estudos futuros de processos construtivos e do desempenho de trechos experimentais já construídos permitirão uma evolução no sentido de sanar as limitações ainda existentes, o que certamente muito motiva a continuidade de pesquisas nesta linha temática.

Dentro ainda desta linha temática será fundamental a realização de futuras pesquisas quanto ao processo de fratura dos materiais envolvidos, apoiada por modelos experimentais e teóricos. Somente assim será possível a consideração dos efeitos causados em estruturas de pavimentos semi-rígidos pela presença de fissuras de retração nas camadas de BGTC.

## AGRADECIMENTOS

Ao final deste trabalho, é importante registrar a lembrança de diversas pessoas e entidades, que de diferentes maneiras participaram na viabilização dos estudos realizados. Assim, sinto-me obrigado a enumerá-las uma a uma, como gesto de gratidão.

Ao Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, do qual, filho há muitos anos, recebi diversas oportunidades e ao qual, o presente trabalho é oferecido como contrapartida acadêmica, de maneira a contribuir para futuras pesquisas e para o ensino de pós-graduação.

Ao Prof. Dr. Jorge Pimentel Cintra, por ter acreditado e incentivado o desenvolvimento do tema, fato demonstrado em momentos críticos e em momentos de euforia; por ter facilitado em diversas situações a construção deste trabalho, como alguém realmente presente, interessado e disponível, mesmo em silêncio; sobretudo, pelo seu exemplo humano, pois fui premiado por um convívio desejado por muitos e alcançado por poucos, o que me faz sentir bastante privilegiado.

Ao politécnico Luís Carlos Tallarico, pela lealdade, tenacidade e eficiência demonstrada em diversos trabalhos de equipe desenvolvidos nestes anos recentes, e especialmente, pela competente colaboração na área de informática durante o desenrolar destes capítulos.

Aos arquitetos Roberto Silvério Jr. e Elenice Taniolo, pelo carinho demonstrado na elaboração dos elementos gráficos do trabalho, como em tantas outras vezes ao longo de nosso convívio.

Ao engenheiro Janos Bodi, pela atuação decisiva na viabilização da construção de pavimentos semi-rígidos experimentais, em meio a todas as pressões que surgiram em sentido contrário. Neste sentido sou também grato à PMSP, que através de sua Secretaria das Administrações Regionais, enfrentou tal empreitada.

Ao CAPES-MEC, pelo apoio financeiro para minha permanência no exterior durante a realização da parte experimental do trabalho.

À VARIG S.A. pelo competente apoio prestado, gratuitamente, no despacho e transporte do material britado para o exterior, o que possibilitou e facilitou em vários sentidos o cumprimento do cronograma dos trabalhos experimentais.

À empresa TECNOLOGIA PAULISTA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA., sem a qual, através de seu grupo empreendedor e eficiente, teria sido muito mais penoso chegar a este ponto. Em especial, por ter trabalhado energicamente e com competência para a viabilização de um projeto experimental e sua implantação; por ter licenciado o uso do software utilizado no desenvolvimento dos trabalhos; e em particular, pelo grande apoio financeiro prestado de modo a tornar viável minha permanência no exterior.

É também de meu extremo dever expressar minha sincera gratidão ao Prof. Willy Wilk, professor titular da Escola Politécnica Federal de Zurique e também diretor técnico dos Serviços de Pesquisas e Consultoria Técnica da Indústria Suíça do Cimento (TFB) e da Rodovias em Concreto S.A. (Betonstrasse A.G.), sem cuja atuação, grande parte dos estudos experimentais realizados não teria sido viabilizada. Graças a seu incondicional apoio ao meu trabalho, foi possível estar em contato permanente com técnicos de renome

internacional, o que tornou minha estadia na Suíça extremamente gratificante, não apenas do ponto de vista técnico, mas também humano.

Ao Prof. Wilk devo ainda agradecer as inúmeras horas dedicadas para a programação dos experimentos e sua discussão, que resultou em uma eficiente orientação dos trabalhos realizados.

Na TFB/Betonstrasse A.G., dirijo meus mais sinceros agradecimentos à toda equipe técnica e administrativa, em especial:

- Ao Dr. Maher Badawy, pela viabilização de ensaios estáticos, sua interpretação e discussões esclarecedoras;
- Ao engenheiro Bram van Egmond, pela viabilização de processos de fabricação, compactação e cura de amostras, bem como pela realização de análises petrográficas;
- Aos srs. Rudolf Ziehler e Thomas Brehm, técnicos do centro de pesquisas, pelo auxílio constante, metódico e competente durante os ensaios;
- À srta. Esther Martin, bibliotecária e poliglota, pelo seu apoio estratégico na busca de literatura técnica pertinente à pesquisa realizada;
- Ao Dr. J.-G. Hammerschlag pela elaboração de ensaios de microscopia em seções finas;
- Aos colegas, sra. Esther Gammenthaler, sra. Margrit Barth, sr. Eugen Spielman, sr. Arthur Rutschmann sr. Paul Stutz e sra. Karin Marki, que através de formas diversas concorreram para a viabilização dos estudos experimentais em Wildegg. Por aqueles meses de trabalho e convívio, a todos, minha mais profunda gratidão.

Ao Prof. Dr. Georgios Tsohos da Universidade de Tessalônica (Grécia), pela orientação metodológica para a realização de ensaios de fadiga com pequeno número de amostras, além de importantes discussões sobre a validade de critérios de dimensionamento sem base experimental.

Ao Dr. Markus Caprez, da Escola Politécnica Federal de Zurique (ETH-Z), cujo apoio decidido e seguro foi imprescindível para a realização de ensaios de fadiga. Neste sentido, agradeço também ao engenheiro Adrian Zweidler por ter acompanhado incansavelmente os testes realizados, às vezes em horários e períodos ingratos.

Na Escola Politécnica Federal de Lausanne (EPFL), agradeço aos técnicos sr. Xavier Rodricio (Laboratório de Solos), sr. Annhon Nguyen (Laboratório de Materiais) e ao sr. Fils-Aime (Laboratório de Vias de Circulação) por sua disposição em colaborar em ensaios básicos de caracterização.

Ao engenheiro Mauro Beligni, politécnico e assistente junto ao ETH-Z durante o período em que lá permaneci, não apenas pelo convívio saudável, mas também por ter atuado eficazmente como um canal de comunicação junto àquele Instituto; além disso, pelas horas intermináveis perdidas durante os ensaios de fadiga.

Ao Prof Dr. Franco Balduzzi, ainda atuante, que tantas gestões fez para a viabilização de meus estudos experimentais na Suíça. Suas idéias e profunda vivência nesta área acadêmica muito me auxiliaram na correta interpretação dos resultados experimentais. Como melhor resposta à sua crença em meu trabalho, eis aqui o seu desfecho.

## ANEXO 1

### Técnicas para Controle da Retração

O fenômeno da retração é algo inerente às misturas de BGTC, seja o mesmo de origem hidráulica ou térmica. Face à retração térmica, no entanto, a retração de natureza hidráulica torna-se um fenômeno secundário, fato comprovado pela experiência no exterior, o que torna o uso de cimentos ditos "de retração compensada" pouco eficientes, pois apenas retardam o surgimento de fissuras de natureza térmica.

Diversas experiências internacionais podem ser encontradas, tratando do uso de cimentos com escória granulada ou "fílerizados", denotando tais constatações<sup>1</sup>. Existem também as técnicas conhecidas por "tratamento misto", que consistem na aplicação de emulsões asfálticas para a redução do módulo de elasticidade da mistura (sem perda de resistência à tração) ou ainda na aplicação de resinas epóxi para o ganho de resistência à tração.

No caso de BGTC pura, dois aspectos devem ser recordados quanto ao controle da retração. Primeiramente, a questão da localização das fissuras, principalmente de natureza térmica. Neste caso, existem alguns procedimentos possíveis de controle designados por **pré-fissuração**. Outro aspecto se relaciona à questão da **propagação de fissuras** ocorridas na base do pavimento para o revestimento betuminoso. Presentemente descrevemos apenas aquelas técnicas que tem sua utilização já consagrada.

#### Técnicas de Pré-Fissuração

Um critério de pré-fissuração da camada de BGTC é a criação de fissuras ditas "desordenadas", realizada através de diversos procedimentos: liberação do tráfego de obra ou passagem de rolos vibratórios após curto período de cura, ou ainda a aplicação de pesos por impacto após a cura do material. Não nos atemos a estes critérios, pois implicam em uma alteração brutal da forma de comportamento mecânico da estrutura de pavimento, não explicado através dos modelos experimentais e teóricos desenvolvidos para o presente trabalho.

A pré-fissuração dita **ordenada** trata-se do uso de técnicas que permitam provocar e simultaneamente localizar a posição da fissura, o que é também realizado para o caso dos pavimentos em concreto simples. Dois critérios são passíveis de aplicação neste caso, como descritos na sequência.

- (a) **Realização de junta de retração** após o enrijecimento inicial do material, com o auxílio de discos de corte, sendo a profundidade do corte não superior a um terço da espessura da camada de BGTC. Neste caso, como para os pavimentos de

---

<sup>1</sup> Uma ampla apresentação de técnicas de controle da retração é encontrada no artigo "Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques - deuxième partie" do Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 157, pp. 59-87.

concreto simples, após o corte é necessária a selagem da junta, o que é realizado através de uso de resinas ou ainda de juntas plásticas pré-fabricadas.

(b) Realização de junta ativa de modo a existir uma região operante no que tange à distribuição de cargas. Esta técnica consiste na abertura de cunhas transversalmente espaçadas na camada de BGTC, imediatamente após seu espalhamento. As cunhas são preenchidas por emulsão (de ruptura rápida), sendo posteriormente executado o serviço de compactação da BGTC.

Em ambos os casos descritos, ocorrerá um controle do posicionamento de trincas de retração, motivado pela simples indução da ocorrência de fissuras na região da junta. No primeiro caso, ter-se-á uma superfície verticalmente disposta, definida pela fissura de retração na junta. Em contrapartida, a existência de uma junta ativa atua de duas maneiras para o controle das fissuras.

A fase líquida da emulsão causará a inibição parcial da pega do cimento, criando uma região de resistências baixas em relação à BGTC; isto, logicamente, favorece muito a ocorrência de fissuras de retração térmica na região da junta. Já a fase betuminosa acaba por criar uma descontinuidade do material (BGTC), favorecendo também a ocorrência do fenômeno na região da junta.

#### **Técnicas de Controle de Reflexão de Trincas**

Outro fenômeno de difícil controle é o efeito de propagação das trincas de retração da BGTC para os revestimentos betuminosos. Como este fenômeno tem origem na interface entre revestimento e base do pavimento, tem-se tradicionalmente optado pela especificação de misturas betuminosas abertas ou a adoção de misturas betuminosas fabricadas com cimento asfáltico de petróleo mais mole e em teor mais elevado.

Neste último caso, o uso de material betuminoso menos dúctil certamente fornece à mistura uma maior possibilidade de sofrer deformações com menores riscos de ocorrência de fissuras. No caso de misturas abertas sobre a BGTC, estar-se-ia a meio caminho de uma solução em pavimento invertido, além do fato de a própria granulometria aberta do revestimento não permitir a visualização das trincas de forma imediata.

Entretanto, para os pavimentos semi-rígidos tradicionais, algumas alternativas podem ser ainda consideradas. A primeira delas é a chamada **selagem** das fissuras na BGTC. Trata-se do uso de técnicas de enchimento das fissuras, através de "bicos espargidores".

A selagem das fissuras deve ser realizada após a cura da BGTC, quando já se manifestarem, de forma espaçada, as fissuras de retração. A técnica consiste no enchimento das fissuras com material betuminoso, a quente ou a frio, além de um banho entorno das mesmas. Após este serviço, é conveniente a distribuição de pedriscos ou areia na região imprimada, para evitar que pneus de máquinas arranquem o material quando passem sobre a região selada.

Entretanto, dado que os efeitos de retração térmica podem ainda ocorrer em locais não tratados, após a execução do pavimento, e considerando ainda que trincas oriundas de processos de fadiga também propagam para os revestimentos betuminosos, as técnicas ditas de **interposição** são, por muitos autores, consideradas as mais eficientes.

Dentre as mesmas, dá-se destaque à execução de camada intermediária entre a BGTC e o revestimento betuminoso constituída de lama asfáltica ou de tratamento superficial. O material betuminoso destas camadas de ligação, além de selar superficialmente toda a BGTC, preencherá as fissuras de retração ocorridas após a cura da base do pavimento. Funcionam ainda como um filme capaz de suportar deformações mais elevadas em regiões fissuradas, antes mesmo destas se manifestarem no revestimento betuminoso.

O uso de geotêxteis é também uma alternativa de interposição, estando sua eficiência, no entanto, muito limitada pelo tipo de ligante betuminoso adotado para sua impregnação, conforme recorda a experiência francesa. As técnicas de interposição se tornam ainda mais eficientes quando se opta pela adoção de material betuminoso polimerizado, embora seu custo seja muitas vezes um fator limitante de sua utilização.

**ANEXO 2****Análise de Correlações**

Na sequência são apresentados os resultados estatísticos e análises de variância para as diversas correlações propostas no presente trabalho. Tais resultados são apresentados na forma de planilhas do programa MS-EXCEL 4.0, devidamente licenciado para seu uso.

### Equação 2.3

Tensão Nominal	Ciclos	LOG(Ciclos)	Rel de Tensões	Tensão Nom Reduzida	Rel de Tensões Reduzida
1 852	92	1 963787827	0 793147752	-0 483	-0 180240616
1 958	215980	5 334413537	0 838543897	-0 377	-0 134844471
1 958	23834	4 377196935	0 838543897	-0 377	-0 134844471
1 985	1559051	6 192860322	0 850107066	-0 35	-0 123281301
1 985	7719	3 887561041	0 850107066	-0 35	-0 123281301
1 985	1001912	6 000829578	0 850107066	-0 35	-0 123281301
1 99	9625	3 983400738	0 852248394	-0 345	-0 121139974
2 011	435	2 638489257	0 86124197	-0 324	-0 112146398
2 024	1527	3 183839037	0 866809422	-0 311	-0 106578946
2 064	1535	3 18610838	0 869940043	-0 271	-0 089448325
2 117	388	2 588831726	0 906638116	-0 218	-0 066750252
2 217	67	1 826074803	0 949464668	-0 118	-0 0239237
2 249	26	1 414973348	0 963169165	-0 086	-0 010219203
2 335	1	0	1	0	0 026611632

#### Regression Statistics

Multiple R	0 870622495 ✓
R Square	0 757983529
Adjusted R Square	0 735982031
Standard Error	0 06376444 ✓
Observations	13 ✓

#### Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	1	0 140076289	0 140076289	34 45145185	0 000107781
Residual	11	0 044724942	0 004065904		
Total	12	0 184801231			

#### Coefficients

		t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99 99 %	Upper 99 99 %
Intercept	2 272861839 ✓	57 98483359	4 57094E-16	2 186588629	2 359135048	2 040686618	2 50503706
x1	-0 059828065 ✓	-5 869535914	7 60359E-05	-0 082262675	-0 037393455	-0 120203244	0 000547115

## Equações 2.4 e 2.5

Tensão Nominal	Ciclos	LOG(Ciclos)	Rel. de Tensões	Tensão Norm Reduzida	Rel. de Tensões Reduzida
1 852	92	1 963787827	0 793147752	-0 483	-0 180240616
1 958	215980	5 334413537	0 838543897	-0 377	-0 134844471
1 958	23834	4 377196935	0 838543897	-0 377	-0 134844471
1 985	1559051	6 192860322	0 850107066	-0 35	-0 123281301
1 985	7719	3 887561041	0 850107066	-0 35	-0 123281301
1 985	1001912	6 000829578	0 850107066	-0 35	-0 123281301
1 99	9625	3 983400738	0 852248394	-0 345	-0 121139974
2 011	435	2 638489257	0 86124197	-0 324	-0 112146398
2 024	1527	3 183839037	0 866809422	-0 311	-0 106578946
2 064	1535	3 18610838	0 883940043	-0 271	-0 089448325
2 117	388	2 588831726	0 906638116	-0 218	-0 066750252
2 217	67	1 826074803	0 949464668	-0 118	-0 0239237
2 249	26	1 414973348	0 963169165	-0 086	-0 010219203
2 335	1	0	1	0	0 026611632

### Regression Statistics

Multiple R	0 870622495
R Square	0 757983529
Adjusted R Square	0 735982031
Standard Error	0 027308111
Observations	13

### Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	1	0 025691583	0 025691583	34 45145185	0 000107781
Residual	11	0 008203062	0 000745733		
Total	12	0 033894645			

Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99 99 %	Upper 99 99 %
Intercept	0 973388368	0 016786948	57 98483359	4 57094E-16	0 936440526	0 873955725	1 072821011
x1	-0 025622298	0 004365302	-5 869535914	7 60359E-05	-0 035230268	-0 051478906	0 00023431

## Equações 2.6 e 2.7

Tensão Nominal	Ciclos	LOG(Ciclos)	Rel. de Tensões	Tensão Nom. Reduzida	Rel. de Tensões Reduzida
1 852	92	1.963787827	0.793147752	-0.483	-0.180240616
1 958	215980	5.334413537	0.838543897	-0.377	-0.134844471
1 958	23834	4.377196935	0.838543897	-0.377	-0.134844471
1 985	1559051	6.192860322	0.850107066	-0.35	-0.123281301
1 985	7719	3.887561041	0.850107066	-0.35	-0.123281301
1 985	1001912	6.000829578	0.850107066	-0.35	-0.123281301
1 99	9625	3.963400738	0.852248394	-0.345	-0.121139974
2 011	435	2.638489257	0.86124197	-0.324	-0.112146398
2 024	1527	3.183839037	0.866809422	-0.311	-0.106578946
2 064	1535	3.18610838	0.883940043	-0.271	-0.089448325
2 117	388	2.588831726	0.906638116	-0.218	-0.066750252
2 217	67	1.826074803	0.949464668	-0.118	-0.0239237
2 249	26	1.414973348	0.963169165	-0.086	-0.010219203
2 335	1	0	1	0	0.026611632

### Regression Statistics

Multiple R	0.838267777
R Square	0.702692866
Adjusted R Square	0.619359533
Standard Error	0.028978612
Observations	13

### Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	1	0.023817525	0.023817525	28.36230093	0.000242689
Residual	12	0.01007712	0.00083976		
Total	13	0.033894645			

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99.99 %	Upper 99.99 %
Intercept	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
x1	-0.031798053	0.002090011	-15.21430261	1.15874E-09	-0.036351795	-0.027244311	-0.043700742	-0.019895364

### Equação 2.8

Resistência à Tração Direta

3	0.745
7.19	0.77
7.83	0.852
7.92	0.866
8.28	1.026
9.19	1.167
12.36	0.862
12.38	1.062
12.47	1.209
12.49	1.247
12.68	1.263
12.99	1.09
13.47	1.152
13.83	1.155
14.11	
15	

Resistência à Compressão

3	
7.19	
7.83	
7.92	
8.28	
9.19	
12.36	
12.38	
12.47	
12.49	
12.68	
12.99	
13.47	
13.83	
14.11	
15	

#### Regression Statistics

Multiple R	0.82523593
R Square	0.68101434
Adjusted R Square	0.654432202
Standard Error	0.106015673
Observations	14

#### Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	1	0.287942961	0.287942961	25.61924597	0.000279095
Residual	12	0.134871876	0.011239323		
Total	13	0.422814857			

#### Coefficients

	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99.99 %	Upper 99.99 %
Intercept	0.370761922	2.76842724	0.015965507	0.07896418	0.662559664	-0.391946606	1.13347045
x1	0.059007145	5.061545808	0.000217976	0.033606699	0.084407591	-0.007385202	0.125399492

### Equação 2.13

Resistência à Compressão	rc <sup>2</sup>	Mód.de Elasticidade Secante
7.19	51.6961	8617
9.19	84.4561	11993
7.92	62.7264	17132
8.28	68.5584	1312
7.83	61.3089	14171
13.47	181.4409	17783
14.11	199.0921	14051
13.83	191.2689	16708
12.38	153.2644	12153
12.47	155.5009	12615
12.86	165.3796	18934
14.28	203.9184	16959
13.73	188.5129	25547
13.58	184.4164	20294
13.93	194.0449	19125
9.91	98.2081	9000
10.87	118.1569	13600
12.5	156.25	16600
18.17	330.1489	24800
16.66	277.5556	17100
15.14	229.2196	23700
20.11	404.4121	19100
19.75	390.0625	22700

#### Regression Statistics

Multiple R	0.705775743
R Square	0.498119399
Adjusted R Square	0.447931339
Standard Error	4189.784203
Observations	23

#### Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	2	348454720.1	174227360.1	9.925057834	0.001013921
Residual	20	351085833.4	17554291.67		
Total	22	699540553.5			

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99.99 %	Upper 99.99 %
Intercept	-6828.447314	10217.55867	-0.668305173	0.510890355	-28141.89133	14484.9967	-56263.25196	42606.35733
x1	2536.98286	1572.406845	1.614711147	0.120625511	-740.9988199	5818.96454	-5068.668606	10146.63433
x2	-54.45703097	58.03521593	-0.938344591	0.358255758	-175.5163138	66.60225187	-335.2442184	226.3301564

Equação 2.14

Res. a Compr (x)	(x2)	(x3)	Mod Compr Secante	Mod Compr Tangente
5.62	31.5844	177.504328	5242	5932
5.91	34.9281	206.425071	7319	8856
7.1	50.41	357.911	7323	7862
5.67	32.1489	182.284263	7183	7658
8.84	78.1456	690.807104	12649	13584
8.15	66.4225	541.343375	11060	8758
8	64	512	10496	11227
6.99	48.8601	341.532099	11725	11775
6.15	37.8225	232.608375	11576	12146
9.89	97.8121	967.361669	16652	16307
11.67	136.1889	1589.324463	15544	15988
11	121	1331	16764	17692
9.65	93.1225	898.632125	15636	15350
8.17	66.7489	545.338513	14670	15463
10.69	114.2761	1221.611509	16407	16784
12.59	158.5081	1995.616979	18775	20549
10.22	104.4484	1067.462648	18097	17822
11.17	124.7689	1393.668613	13924	14337
10.08	101.6064	1024.192512	15975	17224
12.74	162.3076	2067.798824	17333	17927
12.69	161.0361	2043.548109	19275	17097
11.48	131.7904	1512.953792	15605	16406
10.16	103.2256	1048.772096	18475	18940
9.56	91.3936	873.722816	12815	13075

Regression Statistics

Multiple R	0.897843553
R Square	0.806123046
Adjusted R Square	0.787658574
Standard Error	1866.484122
Observations	24

Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99.99%	Upper 99.99%
Regression	2	304188676.8	152094338.4	43.65806152	3.30389E-08					
Residual	21	73159022.54	3483762.978							
Total	23	377347699.3								
Coefficients										
Intercept										
x1		-12234.05444	-1.845940079	0.077812103	-26016.79512	0.077812103	-43944.67745	1548.686231	-43944.67745	19476.56856
x2		4214.370198	2.791313245	0.010374948	1074.534802	0.010374948	-3009.602081	7354.205595	-3009.602081	11438.34248
		-144.9375255	-1.759824126	0.091733498	-316.212673	0.091733498	-538.9986025	26.3376221	-538.9986025	249.1235516

## Equação 2.15

Resistência à Compressão	rc <sup>2</sup>	Mód. de Elasticidade Secante	Resistência à Compressão	rc <sup>2</sup>	Mód. de Elasticidade Secante
5.62	31.5844	5242	7.19	51.6961	8617
5.91	34.9281	7319	9.19	84.4561	11993
7.1	50.41	7323	7.92	62.7264	17132
5.67	32.1489	7183	8.28	68.5584	1312
8.84	78.1456	12649	7.83	61.3089	14171
8.15	66.4225	11060	13.47	181.4409	17783
8	64	10496	14.11	199.0921	14051
6.99	48.8601	11725	13.83	191.2689	16708
6.15	37.8225	11576	12.38	153.2644	12153
9.89	97.8121	16652	12.47	155.5009	12615
11.67	136.1889	15544	12.86	165.3796	18934
11	121	16764	14.28	203.9184	16959
9.65	93.1225	15636	13.73	188.5129	25547
8.17	66.7489	14670	13.58	184.4164	20294
10.69	114.2761	16407	13.93	194.0449	19125
12.59	158.5081	18775	9.91	98.2081	9000
10.22	104.4484	18097	10.87	118.1569	13600
11.17	124.7689	13924	12.5	156.25	16600
10.08	101.6064	15975	18.17	330.1489	24800
12.74	162.3076	17333	16.66	277.5556	17100
12.69	161.0361	19275	15.14	229.2196	23700
11.48	131.7904	15605	20.11	404.4121	19100
10.16	103.2256	18475	19.75	390.0625	22700
9.56	91.3936	12815			

### Regression Statistics

Multiple R	0.774637319
R Square	0.600062976
Adjusted R Square	0.58188402
Standard Error	3232.594768
Observations	47

### Analysis of Variance

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F	P-value	t Statistic	Lower 95%	Upper 95%	Lower 99.99 %	Upper 99.99 %
Regression	2	689859149.5	344929574.7	33.00866055	1.75314E-09						
Residual	44	459785433.1	10449668.93								
Total	46	1149644583									
Coefficients											
Intercept			4302.71521			0.239012695	-1.192932664	-13804.40191	3538.702877	-23540.99713	13275.2981
x1			734.6082918			0.001143163	3.469648366	1068.326783	4029.338136	-594.0150719	5691.67999
x2			29.7304582			0.047248406	-2.038726766	-120.5300801	-0.69448168	-187.8070025	66.58244071

### Equação 3.4

Regression Statistics						
Multiple R	0.998763					
R Square	0.997527					
Adjusted R Square	0.997518					
Standard Error	0.008388					
Observations	1350.000000					

Analysis of Variance						
	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F	
Regression	5.000000	38.152184	7.630437	108445.884618	0	
Residual	1344.000000	0.094566	0.000070			
Total	1349.000000	38.246750				

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%
Intercept	1.774253	0.010534	168.438814	0.000000	1.753589274	1.794917109
x1	-0.323205	0.003170	-101.946190	0.000000	-0.329424047	-0.316985322
x2	-1.178098	0.002146	-548.873143	0.000000	-1.182308513	-1.173887223
x3	-0.007887	0.001849	-4.266220	0.000021	-0.011514159	-0.004260513
x4	-0.214274	0.000925	-231.696964	0.000000	-0.216088628	-0.212460194
x5	0.970153	0.002307	420.562703	0.000000	0.965627406	0.974678032

### Equação 3.5

Regression Statistics						
Multiple R	0.998906					
R Square	0.997813					
Adjusted R Square	0.997805					
Standard Error	0.007288					
Observations	1350.000000					

Analysis of Variance						
	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F	
Regression	5.000000	32.569277	6.513855	122635.838958	0	
Residual	1344.000000	0.071387	0.000053			
Total	1349.000000	32.640664				

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%
Intercept	0.968574	0.009433	102.680086	0.000000	0.950068818	0.987078528
x1	-0.267539	0.002755	-97.126442	0.000000	-0.272942179	-0.262134858
x2	-0.883009	0.001865	-473.493028	0.000000	-0.886667476	-0.879350682
x3	-0.008576	0.001606	-5.338748	0.000000	-0.011726829	-0.005424536
x4	-0.340332	0.000804	-423.556139	0.000000	-0.34190855	-0.338756004
x5	0.927047	0.002072	447.349636	0.000000	0.922981261	0.931111881

### Equação 3.6

Regression Statistics						
Multiple R	0.999088					
R Square	0.998176					
Adjusted R Square	0.998169					
Standard Error	0.006333					
Observations	1350.000000					

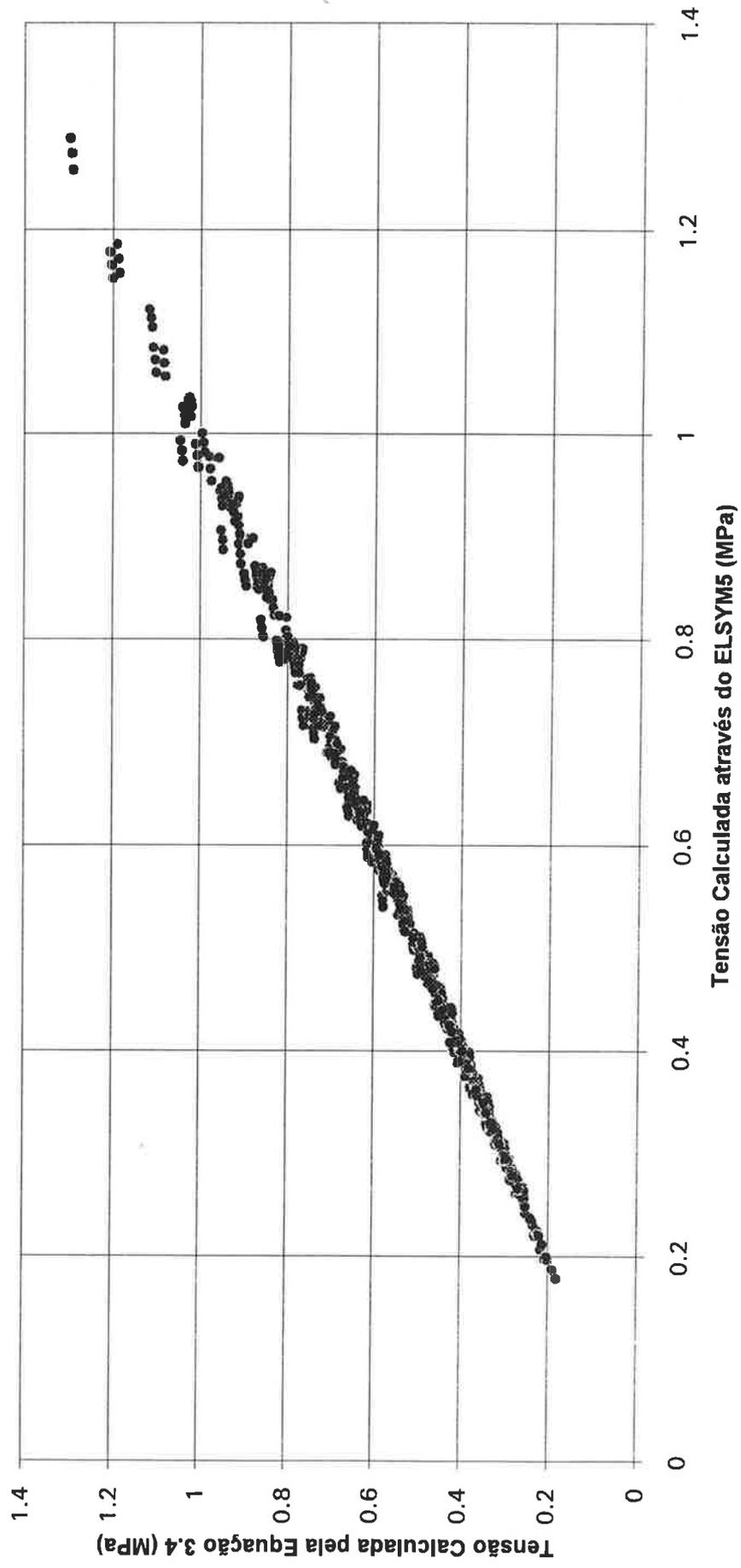
  

Analysis of Variance						
	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F	
Regression	5.000000	29.494556	5.898911	147088.266781	0	
Residual	1344.000000	0.053901	0.000040			
Total	1349.000000	29.548457				

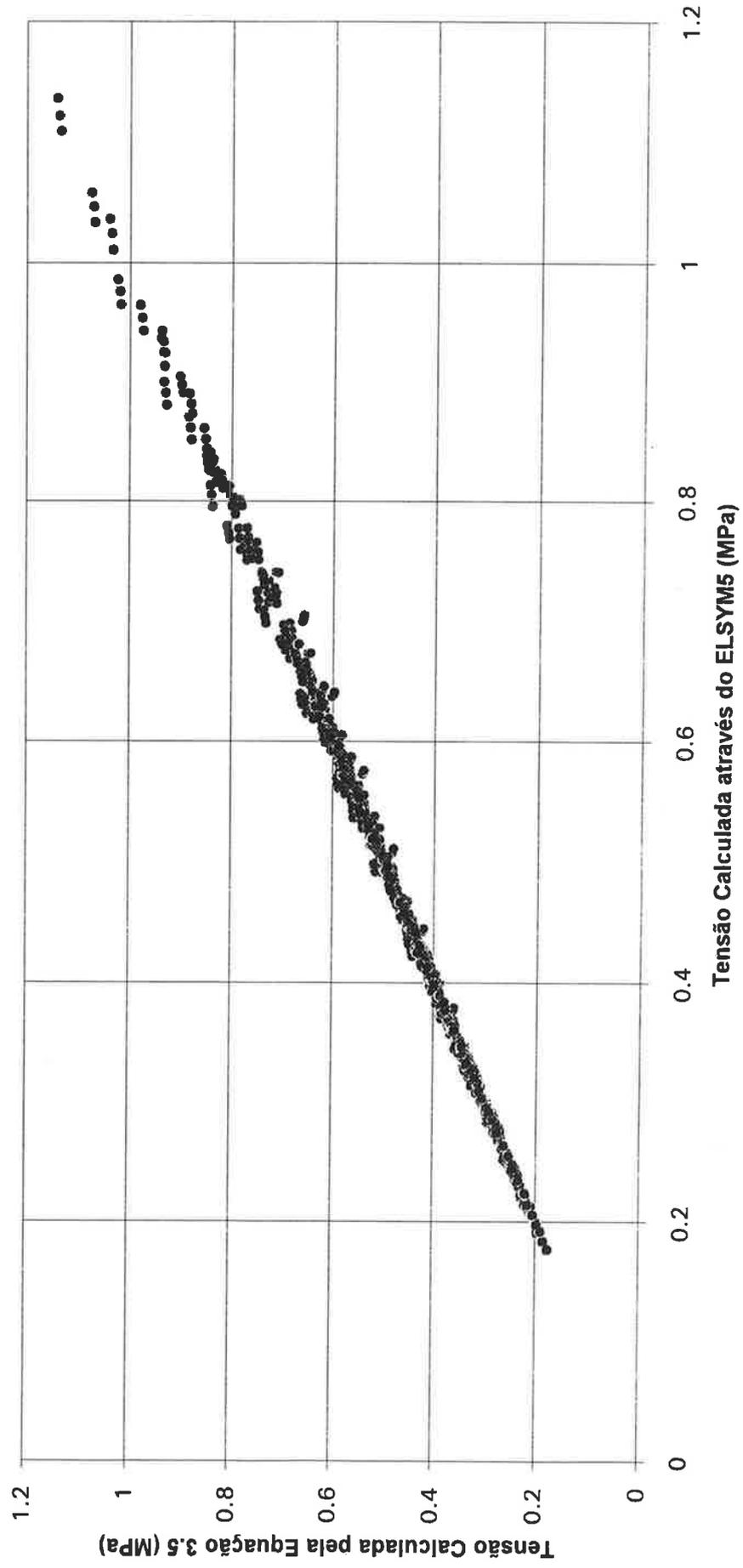
  

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%
Intercept	0.359542	0.008652	41.555977	0.000000	0.342568916	0.376514643
x1	-0.227463	0.002394	-95.033295	0.000000	-0.232158644	-0.222767799
x2	-0.705838	0.001620	-435.578888	0.000000	-0.709016755	-0.702658948
x3	-0.009278	0.001396	-6.647553	0.000000	-0.012016635	-0.006540362
x4	-0.392020	0.000698	-561.474367	0.000000	-0.393390064	-0.390650712
x5	0.940948	0.002000	470.513975	0.000000	0.937024636	0.944870888

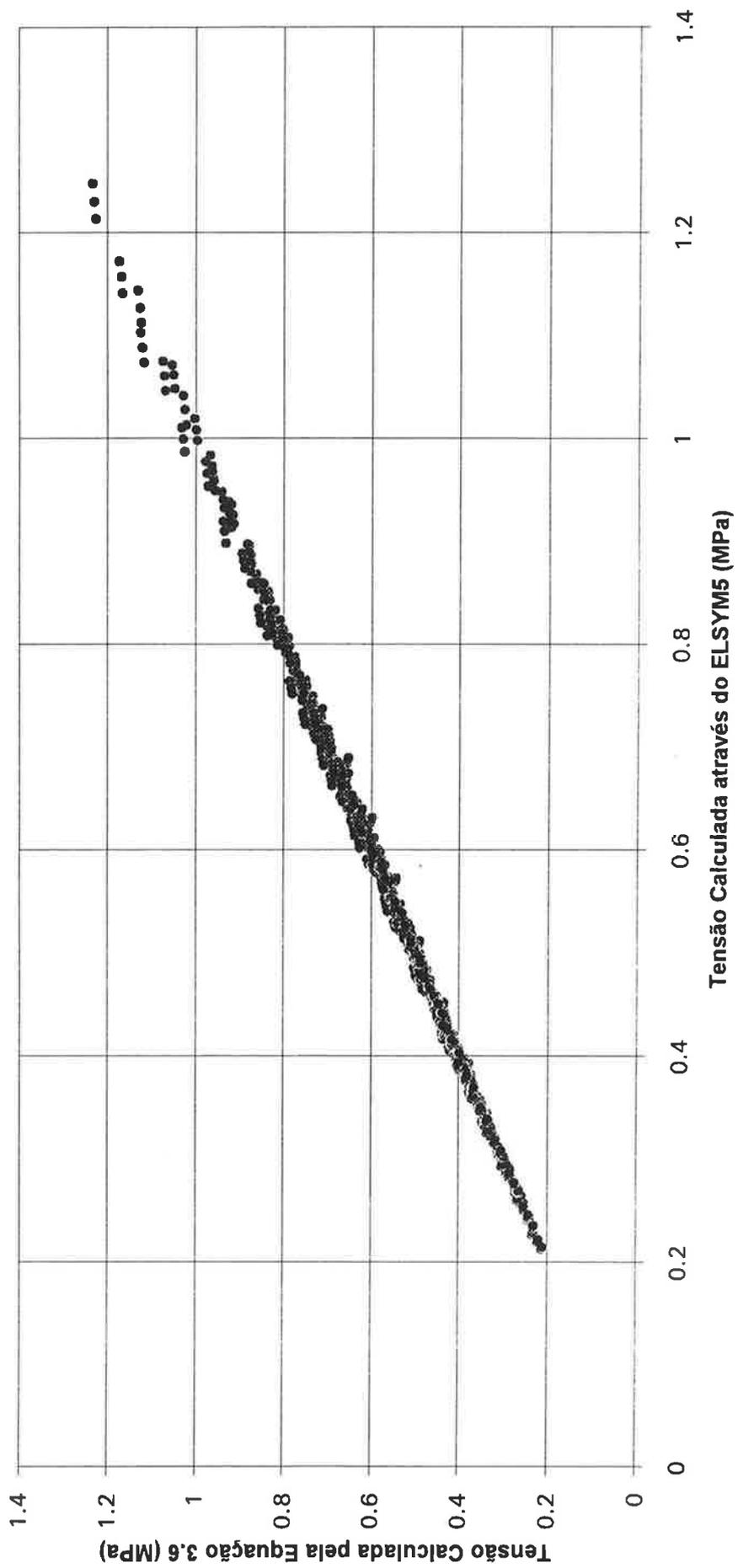
## Eixos Simples de Rodas Duplas



### Eixo Tandem Duplo



### Eixo Tandem Triplo



Equação 3.18

*Regression Statistics*

Multiple R	0.99292931
R Square	0.985908615
Adjusted R Sq	0.968667236
Standard Error	0.187755322
Observations	59

*Analysis of Variance*

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	1	143.0525114	143.0525114	4057.99002	1.14274E-54
Residual	58	2.044619533	0.035252061		
Total	59	145.0971309			

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%
Intercept	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
x1	18.61514506	0.264398171	70.40572563	1.24978E-58	18.08589502	19.14439511

Equação 3.19

*Regression Statistics*

Multiple R	0.996929108
R Square	0.993867646
Adjusted R Sq	0.983558368
Standard Error	0.088567934
Observations	98

*Analysis of Variance*

	<i>df</i>	<i>Sum of Squares</i>	<i>Mean Square</i>	<i>F</i>	<i>Significance F</i>
Regression	1	123.3178972	123.3178972	15720.74336	3.1796E-108
Residual	97	0.760895064	0.007844279		
Total	98	124.0787923			

	<i>Coefficients</i>	<i>Standard Error</i>	<i>t Statistic</i>	<i>P-value</i>	<i>Lower 95%</i>	<i>Upper 95%</i>
Intercept	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
x1	13.90215316	0.088073779	157.8466751	9.2368E-120	13.72735119	14.07695513

Equação 3.20

*Regression Statistics*

*Regression Statistics*

Multiple R	0.995969998
R Square	0.991956236
Adjusted R Sq	0.985106921
Standard Error	0.09970005
Observations	147

*Analysis of Variance*

	df	Sum of Squares	Mean Square	F	Significance F
Regression	1	178.9685883	178.9685883	18004.70694	5.6671E-154
Residual	146	1.451254608	0.0099401		
Total	147	180.419843			

	Coefficients	Standard Error	t Statistic	P-value	Lower 95%	Upper 95%
Intercept	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
x1	14.96370748	0.104958881	142.5673308	1.7617E-159	14.75627246	15.17114251

## ANEXO 3

### Exemplos de Verificação à Fadiga

#### Caso 1 - Tráfego Detalhado

O exemplo apresentado a seguir, na forma de planilhas de cálculo do consumo da resistência à fadiga da camada de BGTC, refere-se a uma estrutura de pavimento cujo tráfego para o primeiro ano de serviço era conhecido. O processo de cálculo adotado é aquele apresentado no fluxograma da Figura 3.4 do capítulo 3.

Os dados permitiram a estimativa diária de 709 eixos simples de rodas duplas, 428 eixos tandem duplo e 120 eixos tandem triplo. O pavimento semi-rígido com base em BGTC foi projetado para um período de serviço de 15 anos, sendo admitido o crescimento do tráfego de forma geométrica, à taxa de 5 % ao ano.

A estrutura resultante do dimensionamento era composta aproximadamente de 130 mm de revestimento em CBUQ, 150 mm de base em BGTC e 150 mm de sub-base em BGS, apoiada sobre solos de fundação bastante deformáveis (do ponto de vista elástico), com módulo resiliente da ordem de 20 MPa.

Como a rodovia previa controle de cargas, foi suposto nos cálculos que os veículos apresentassem eixos com pesos dentro dos limites legais para rodovias brasileiras. Foi também admitido que 60 % dos eixos se apresentassem exatamente com as cargas máximas legais, e para os restantes, que se apresentassem com 95, 90, 85 e 80 % desses limites, igualmente distribuídos (10 % para cada caso).

Com base no critério de fadiga proposto no presente trabalho, verifica-se que a espessura de 150 mm de BGTC inicialmente proposta seria insuficiente para atender à demanda de veículos comerciais prevista. O consumo de resistência à fadiga inferior a 100 % para o período de serviço proposto é respeitado apenas para uma espessura mínima de 230 mm. A fixação de espessura de BGTC de 150 mm significaria o rompimento da base do pavimento, por excesso de tensão de tração na flexão, com a simples passagem de um eixo simples de rodas duplas dentro dos limites legais.

# Cálculo do Consumo da Resistência à Fadiga

## Estrutura do Pavimento

CBUQ	130	mm
BGTC	150	mm
BGS	150	mm
Esub	20	MPa

Tipo de Eixo	Carga (kN)	Stf (MPa)	Stf/So (So = 1,0880 MPa)	Nfadiga (permissíveis)	N (esperadas)	CRF unitário (%)	CRF Somatória (%)
ESRD	98,0	0,8891	0,8172	1,30E+01	1,09E+07	83.975.756,88	83.975.756,88
	93,1	0,8459	0,7775	7,80E+01	1,82E+06	2.334.352,19	86.310.109,06
	88,2	0,8027	0,7378	4,69E+02	1,82E+06	388.245,70	86.698.354,76
	83,3	0,7594	0,6980	2,83E+03	1,82E+06	64.380,35	86.762.735,11
	78,4	0,7160	0,6581	1,71E+04	1,82E+06	10.642,12	86.773.377,23
ETD	167,0	0,5499	0,5054	1,69E+07	6,59E+06	39,10	86.773.416,33
	158,7	0,5244	0,4820	4,87E+07	1,10E+06	2,26	86.773.418,59
	150,3	0,4987	0,4584	1,41E+08	1,10E+06	0,78	86.773.419,37
	142,0	0,4730	0,4347	4,10E+08	1,10E+06	0,27	86.773.419,63
	133,6	0,4471	0,4110	1,20E+09	1,10E+06	0,09	86.773.419,73
ETT	250,0	0,4751	0,4367	3,75E+08	1,85E+06	0,49	86.773.420,22
	237,5	0,4528	0,4161	9,50E+08	3,08E+05	0,03	86.773.420,25
	225,0	0,4303	0,3955	2,41E+09	3,08E+05	0,01	86.773.420,26
	212,5	0,4078	0,3748	6,14E+09	3,08E+05	0,01	86.773.420,27
	200,0	0,3852	0,3540	1,57E+10	3,08E+05	0,00	86.773.420,27

# Cálculo do Consumo da Resistência à Fadiga

Estrutura do Pavimento

CBUQ	130	mm
BGTC	180	mm
BGS	150	mm
Esub	20	MPa

Tipo de Eixo	Carga (kN)	Stf (MPa)	Stf/So (So = 1,0880 MPa)	Nfadiga (permissíveis)	N (esperadas)	CRF unitário (%)	CRF Somatória (%)
ESRD	98,0	0,7172	0,6592	1,63E+04	1,09E+07	67,145,22	67.145,22
	93,1	0,6824	0,6272	6,90E+04	1,82E+06	2,638,62	69.783,84
	88,2	0,6475	0,5952	2,93E+05	1,82E+06	620,73	70.404,57
	83,3	0,6126	0,5631	1,25E+06	1,82E+06	145,67	70.550,25
	78,4	0,5776	0,5309	5,34E+06	1,82E+06	34,10	70.584,35
ETD	167,0	0,4681	0,4303	5,02E+08	6,59E+06	1,31	70.585,66
	158,7	0,4464	0,4103	1,24E+09	1,10E+06	0,09	70.585,75
	150,3	0,4246	0,3902	3,06E+09	1,10E+06	0,04	70.585,79
	142,0	0,4027	0,3701	7,59E+09	1,10E+06	0,01	70.585,80
	133,6	0,3807	0,3499	1,89E+10	1,10E+06	0,01	70.585,81
ETT	250,0	0,4178	0,3840	4,06E+09	1,85E+06	0,05	70.585,85
	237,5	0,3981	0,3659	9,18E+09	3,08E+05	0,00	70.585,85
	225,0	0,3783	0,3477	2,08E+10	3,08E+05	0,00	70.585,86
	212,5	0,3585	0,3295	4,74E+10	3,08E+05	0,00	70.585,86
	200,0	0,3387	0,3113	1,08E+11	3,08E+05	0,00	70.585,86

# Cálculo do Consumo da Resistência à Fadiga

## Estrutura do Pavimento

CBUQ	130	mm
BGTC	210	mm
BGS	150	mm
Esub	20	MPa

Tipo de Eixo	Carga (kN)	Stf (MPa)	(So = 1,0880 MPa)	Stf/So	Nfadiga (permissíveis)	N (esperadas)	CRF unitário (%)	CRF Somatória (%)
ESRD	98,0	0,5981		0,5498	2,28E+06	1,09E+07	479,07	479,07
	93,1	0,5691		0,5231	7,61E+06	1,82E+06	23,93	503,01
	88,2	0,5400		0,4963	2,54E+07	1,82E+06	7,16	510,16
	83,3	0,5109		0,4696	8,52E+07	1,82E+06	2,14	512,30
	78,4	0,4817		0,4427	2,86E+08	1,82E+06	0,64	512,94
ETD	167,0	0,4086		0,3755	5,95E+09	6,59E+06	0,11	513,05
	158,7	0,3896		0,3581	1,31E+10	1,10E+06	0,01	513,06
	150,3	0,3705		0,3406	2,88E+10	1,10E+06	0,00	513,06
	142,0	0,3514		0,3230	6,37E+10	1,10E+06	0,00	513,06
	133,6	0,3322		0,3053	1,41E+11	1,10E+06	0,00	513,06
ETT	250,0	0,3747		0,3444	2,42E+10	1,85E+06	0,01	513,07
	237,5	0,3570		0,3282	5,04E+10	3,08E+05	0,00	513,07
	225,0	0,3393		0,3119	1,05E+11	3,08E+05	0,00	513,07
	212,5	0,3216		0,2956	2,20E+11	3,08E+05	0,00	513,07
	200,0	0,3037		0,2792	4,61E+11	3,08E+05	0,00	513,07

# Cálculo do Consumo da Resistência à Fadiga

Estrutura do Pavimento

CBUQ	130	mm
BGTC	220	mm
BGS	150	mm
Esub	20	MPa

Tipo de Eixo	Carga (kN)	Stf (MPa)	Stf/So (So = 1,0880 MPa)	Nfadiga (permissíveis)	N (esperadas)	CRF unitário (%)	CRF Somatória (%)
ESRD	98,0	0,5662	0,5204	8,56E+06	1,09E+07	127,51	127,51
	93,1	0,5387	0,4952	2,68E+07	1,82E+06	6,79	134,30
	88,2	0,5112	0,4699	8,40E+07	1,82E+06	2,17	136,47
	83,3	0,4836	0,4445	2,64E+08	1,82E+06	0,69	137,16
	78,4	0,4560	0,4191	8,30E+08	1,82E+06	0,22	137,37
ETD	167,0	0,3921	0,3604	1,18E+10	6,59E+06	0,06	137,43
	158,7	0,3739	0,3437	2,50E+10	1,10E+06	0,00	137,44
	150,3	0,3556	0,3269	5,35E+10	1,10E+06	0,00	137,44
	142,0	0,3373	0,3100	1,15E+11	1,10E+06	0,00	137,44
	133,6	0,3188	0,2931	2,46E+11	1,10E+06	0,00	137,44
ETT	250,0	0,3626	0,3333	4,00E+10	1,85E+06	0,00	137,44
	237,5	0,3455	0,3176	8,14E+10	3,08E+05	0,00	137,44
	225,0	0,3284	0,3018	1,66E+11	3,08E+05	0,00	137,44
	212,5	0,3112	0,2860	3,38E+11	3,08E+05	0,00	137,44
	200,0	0,2939	0,2702	6,92E+11	3,08E+05	0,00	137,44

# Cálculo do Consumo da Resistência à Fadiga

## Estrutura do Pavimento

CBUQ	130	mm
BGTC	230	mm
BGS	150	mm
Esub	20	MPa

Tipo de Eixo	Carga (kN)	Stf (MPa)	Stf/So (So = 1,0880 MPa)	Nfadiga (permissíveis)	N (esperadas)	CRF unitário (%)	CRF Somatória (%)
ESRD	98,0	0,5373	0,4939	2,84E+07	1,09E+07	38,45	38,45
	93,1	0,5113	0,4699	8,38E+07	1,82E+06	2,17	40,62
	88,2	0,4851	0,4459	2,48E+08	1,82E+06	0,73	41,35
	83,3	0,4590	0,4218	7,34E+08	1,82E+06	0,25	41,60
	78,4	0,4327	0,3977	2,18E+09	1,82E+06	0,08	41,69
ETD	167,0	0,3770	0,3465	2,20E+10	6,59E+06	0,03	41,72
	158,7	0,3595	0,3304	4,55E+10	1,10E+06	0,00	41,72
	150,3	0,3419	0,3143	9,44E+10	1,10E+06	0,00	41,72
	142,0	0,3243	0,2981	1,96E+11	1,10E+06	0,00	41,72
	133,6	0,3066	0,2818	4,10E+11	1,10E+06	0,00	41,72
ETT	250,0	0,3514	0,3230	6,37E+10	1,85E+06	0,00	41,72
	237,5	0,3348	0,3078	1,27E+11	3,08E+05	0,00	41,72
	225,0	0,3182	0,2925	2,52E+11	3,08E+05	0,00	41,72
	212,5	0,3016	0,2772	5,04E+11	3,08E+05	0,00	41,72
	200,0	0,2848	0,2618	1,01E+12	3,08E+05	0,00	41,72

## Caso 2 - Tráfego Admitido

Neste exemplo hipotético, apresenta-se uma estrutura de pavimento semi-rígido com base em BGTC, para a qual são previamente definidas as seguintes características mínimas básicas: (a) subleito com módulo resiliente de 40 MPa; (b) sub-base em BGS com 150 mm de espessura; (c) revestimento betuminoso de tipo CBUQ com 125 mm de espessura.

Deseja-se definir a espessura necessária para a camada de base em BGTC, não sendo disponíveis dados relativos ao tráfego esperado. A via possuirá controle de cargas e admite-se o critério de adoção de um "número ilimitado de repetições de carga" para um período mínimo de 20 anos. Tal valor é suposto como sendo  $10^8$  repetições de eixos, quaisquer que sejam os mesmos.

Utilizando-se o fluxograma proposto na Figura 3.5 (capítulo 3), são obtidos os seguintes resultados:

### (a) Relação de tensões

$$\sigma_n / \sigma_0 = 0,874 - 0,051 \times \log 10^8 = 0,466$$

### (b) Tensão crítica na BGTC

$$\text{Como } \sigma_0 = 1,088 \text{ MPa, então } \sigma_t = 0,507 \text{ MPa}$$

### (c) Espessuras por tipo de eixo

Aplicando-se nas equações (3.4), (3.5) e (3.6), indicadas no capítulo 3, o valor de tensão de tração na flexão acima definido, além dos demais dados disponíveis, considerando-se as cargas máximas legais de 98 kN (ESRD), 167 kN (ETD) e 250 kN (ETT), são obtidos os seguintes valores de espessuras para a camada de BGTC: para ESRD, 327 mm; para ETD, 309 mm; e para ETT, 339 mm.

Portanto, a espessura de BGTC a ser adotada é de 340 mm, revelando que o eixo ETT é o mais crítico dentre os eixos analisados para as condições deste problema.

**ANEXO 4****Aptidão de Equipamentos de Compactação**

A metodologia de compactação de camadas de BGTC adotada na França, aqui exposta de maneira resumida, não é algo que se possa adotar de maneira mecânica, mas como orientação para a busca de melhorias na tecnologia atualmente adotada em nosso país.

As considerações a seguir apresentadas baseiam-se nas indicações elaboradas por MARTINEAU<sup>1</sup> com base na lista de aptidão de equipamentos de compactação do SETRA-LCPC.

Na França, as indicações básicas de exigências de compactação da BGTC são, antes de mais nada, um conjunto de orientações para procedimentos em obras, adquiridos através da experiência local.

A densidade da camada de BGTC não é mais, para os grandes canteiros de obras, fixada a priori. No entanto, a referência básica permanece sendo aquela resultante de ensaios de compactação com o uso da energia modificada, no caso de pequenas obras.

O que se fixa a priori é o ganho de densidade desejado após um determinado número de passadas de um dado equipamento de compactação. Em geral, dez passadas suplementares são realizadas desde que se traduzam por um ganho de densidade de 1 a 2 % .

A fiscalização da obra exige sempre a execução de uma "prancha de ensaios" antes do início da execução das camadas de BGTC. Através destes testes preliminares são definidos os números de passadas necessárias para os equipamentos de compactação disponíveis.

As densidades finais obtidas nos testes preliminares são então tomadas como valores de referência. Durante os testes é verificada a eficiência (produção) dos equipamento disponíveis, o que permite a exclusão daqueles considerados como inadequados aos serviços.

A definição preliminar dos equipamentos aptos à realização dos serviços de compactação da BGTC é realizada com base em exigências mínimas fixadas mediante a consideração de diversos fatores, o que é descrito a seguir.

A exigência de qualidade é classificada em dois níveis: (a) muito boa, quando é requerida uma densidade de fundo de camada no mínimo de 98 % em relação à densidade média obtida (Nível 1); (b) boa, quando se tolera até 96 % da densidade média para o valor da densidade de fundo de camada (Nível 2).

---

<sup>1</sup>Sugerimos uma leitura mais detalhada da obra "Fabrication et mise en oeuvre des graves traitées aux liants hydrauliques" de autoria de Yves Martineau e publicada pela École Nationale des Ponts et Chaussées em 1978.

A deformabilidade da camada de suporte de BGTC é também considerada, através de três classes de valores de deflexões medidas sobre sua superfície, com auxílio de um eixo simples de rodas duplas com 127,5 kN: (a) deflexão inferior a 0,5 mm para os suportes ditos "rígidos"; (b) deflexão entre 0,5 mm e 2,0 mm para os suportes ditos "normais"; (c) deflexão superior a 2,0 mm para os suportes ditos "mediocres".

Quanto aos equipamentos para compactação da BGTC, os rolos pneumáticos não são permitidos. Os rolos metálicos lisos vibratórios são divididos em cinco categorias, em função da relação entre sua massa estática e o comprimento da geratriz do rolo (M/L): (a) M/L inferior a 1,5 kg/mm (categoria V0); (b) M/L entre 1,5 kg/mm e 2,5 kg/mm (categoria V1); (c) M/L entre 2,5 kg/mm e 3,5 kg/mm (categoria V2); (d) M/L entre 3,5 kg/mm e 4,5 kg/mm (categoria V3); (e) M/L superior a 4,5 kg/mm (categoria V4).

Com base nessas classificações expostas, para o caso de uma BGTC elaborada com agregados 100 % oriundos de britagem, na Tabela A4.1 são apresentadas as exigências mínimas de equipamentos de compactação para duas espessuras típicas de camada acabada.

Qualidade de Compactação	Espessura da Camada acabada (mm)	Deflexão do suporte da BGTC (mm)		
		< 0,5	entre 0,5 e 2	> 2
Nível 1	200	V2, V3	V2, V3	pouco provável
	300	V2, V3, V4	V3, V4	impossível
Nível 2	200	V1, V2, V3	V2, V3	V2
	300	V1, V2, V3	V2, V3	V2, V3

**Tabela A4.1** Aptidão de rolos vibratórios

Como se infere da tabela acima, excessiva deformabilidade sobre a camada de suporte da BGTC inviabiliza a obtenção de qualidade de compactação muito boa (elevadas densidades de fundo de camada).

Tais listas de aptidão assim permitem a definição a priori dos tipos de rolos compactadores vibratórios necessários para a execução de camadas de BGTC, consideradas as condições específicas de projeto e de campo.